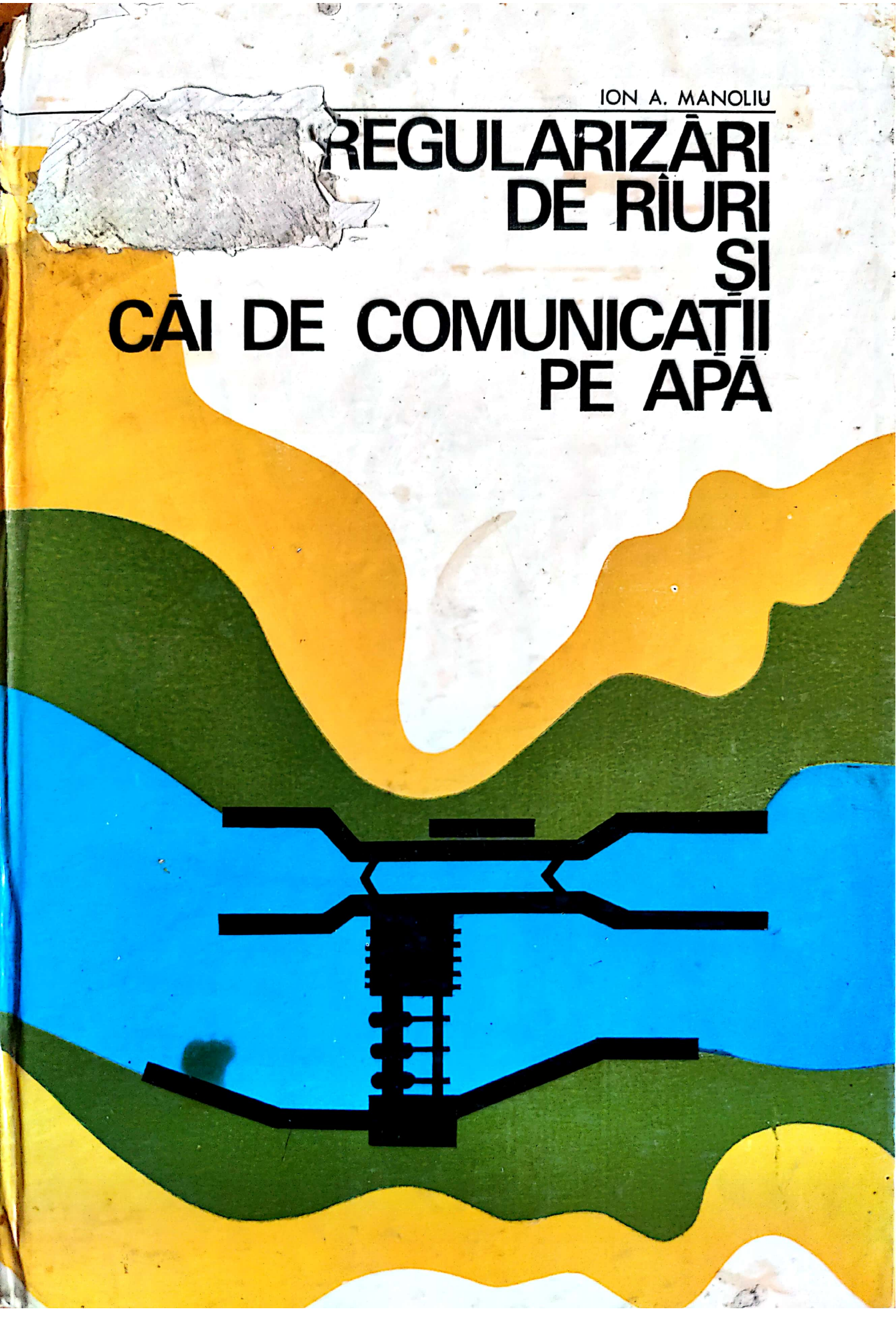
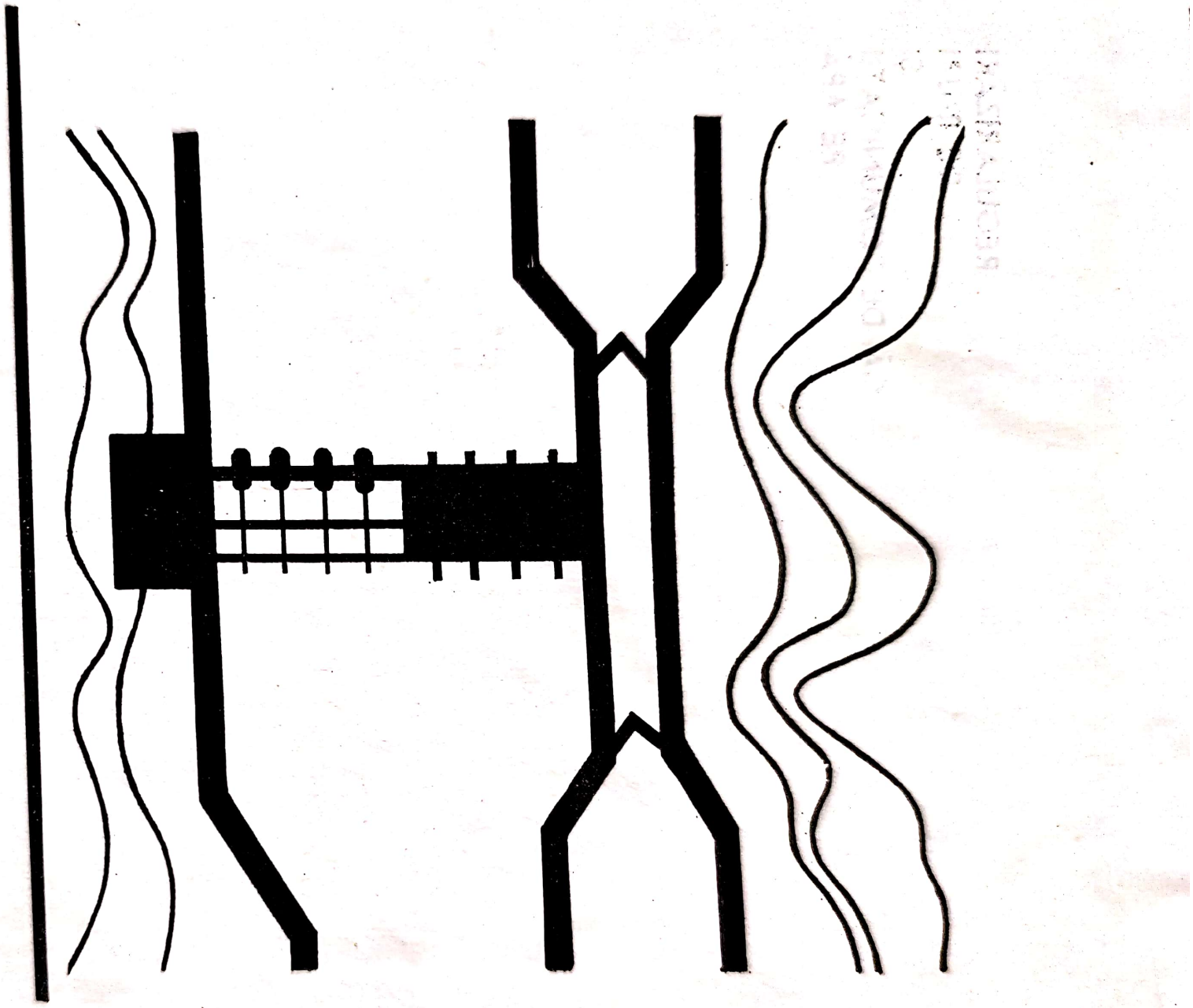
ION A. MANOLIU

REGULARIZĂRI DE RÎURI ȘI CĂI DE COMUNICAȚII PE APĂ





Scanned with OKEN Scanner

MINISTERUL EDUCAȚIEI ȘI ÎNVĂȚĂMÎNTULUI

Prof. ing. ION A. MANOLIU

REGULARIZĂRI DE RÎURI ȘI CĂI DE COMUNICAȚII PE APĂ

EDITURA DIDACTICA ȘI PEDAGOGICA, BUCUREȘTI

Scanned with OKEN Scanner

PREFAȚĂ

În cuprinsul celor 237 000 km² ai teritoriului României se pot identifica mai mult de 4 000 rîuri care au suprafața bazinului de recepție mai mare de 10 km². Lungimea totală a acestor cursuri de apă este de peste 60 000 km.

***Fluviul Dunărea,** mare arteră navigabilă de interes european, scaldă întinse ținuturi din sudul țării; Republica Socialistă România stăpînește malul stîng al fluviului pe o lungime de 1 022 km și malul drept (ambele maluri) pe o lungime de 306 km.*

Dacă la toate acestea se adaugă și cele 292 lacuri naturale și artificiale cu suprafețe mai mari de 1 km², care totalizează 2 020 km² suprafață de apă, se poate afirma cu drept cuvînt că Republica Socialistă România posedă o întinsă și bogată rețea de ape interioare.

Fundamentată de Plenara Comitetului Central al P.C.R. din 8—10 martie 1970 și de Planul Național, amenajarea complexă a acestor ape pentru energetică, hidroameliorații, navigație și alte folosințe este în plină desfășurare.

Întinse terenuri din lunca inundabilă a rîurilor urmează a fi redate agriculturii, iar nenumărate centre populate și industrii trebuie apărate împotriva acțiunii distrugătoare a apelor mari. Inundațiile catastrofale din anul 1970 au pus un accent deosebit asupra importanței și urgenței începerii unor ample lucrări de amenajare și regularizare a rîurilor din țara noastră.

În același timp, impetuoasa dezvoltare a industriei noastre, precum și intensificarea rapidă a schimburilor internaționale ridică problema realizării unei vaste rețele de căi navigabile interioare în Republica Socialistă România și executarea în paralel a unor noi mari amenajări hidroenergetice și de navigație pe Dunărea inferioară. Darea în folosință în viitorul apropiat a canalului navigabil Rin-Main-Dunăre este de natură să imprime un nou impuls transporturilor pe apă în întreaga Europă.

Scanned with OKEN Scanner

Manualul Regularizări de rîuri și căi de comunicații pe apă *tratează principiile și metodele de calcul necesare alcătuirii schemelor constructive, dimensionării și verificării lucrărilor de profil. Totodată cuprinde un bogat material documentar în care se reflectă cele mai importante și recente lucrări de regularizări de rîuri și căi navigabile interioare din țara noastră și de peste hotare.*

Metodele de calcul folosite în lucrare sînt concretizate în numeroase aplicații; pentru unele cazuri care necesită calcule mai laborioase, s-au dat schemele logice și programele necesare.

În lucrare se abordează de asemenea unele aspecte speciale de exploatare și execuție, acordîndu-se importanța cuvenită și problemelor de protecția muncii.

Lucrarea se adresează studenților hidrotehnicieni și inginerilor din proiectare, execuție și cercetare care lucrează în domeniile respective de specialitate.

AUTORUL

Referent științific: conf. dr. ing. DAN EUGEN
Institutul politehnic — Timișoara
Redactor: ing. TEODOR STOICESCU
Tehnoredactor: TITEL BĂLĂIȚĂ
Coperta de: VICTOR WEGEMAN

Scanned with OKEN Scanner

PARTEA ÎNTÎI

REGULARIZĂRI DE RÎURI

Scanned with OKEN Scanner

CAPITOLUL 1

CURSURILE DE APĂ ȘI ELEMENTELE LOR CARACTERISTICE

1.1. ELEMENTELE MORFOLOGICE ALE ALBIEI

Secțiunea transversală ca și celelalte elemente morfologice ale albiei rîului este puternic influențată de forma și structura văii.

Văile cu profil transversal în formă de *V*, caracteristic formațiilor tinere, neevoluate, au profilul versanților convex dominînd la mare înălțime cursurile de apă. Rîurile au aici o albie minoră îngustă (văile superioare ale rîului Someș, Cerna etc.) și sînt lipsite complet de albie majoră.

În aceeași situație se găsesc și rîurile care străbat văile adînci în formă de chei de origine tectono-erozivă (defileul Oltului la Turnu-Roșu — Cozia, al Jiului la Lainici etc.) sau epigenetică dezvoltate în calcare (cheile Carașului, Dîmbovicioarei, Bicazului etc.).

Văile mari, evoluate, cu profilul transversal în formă de *U*, văile trapezoidale, în multe cazuri asimetrice din cauza teraselor care nu se dezvoltă egal pe ambii versanți, precum și zonele de șes, în care rîul curge într-un întins pat format din propriile aluviuni, permit și formarea unei albii majore.

Albia minoră este limitată, în principiu de nivelul debitelor medii multianuale ; peste acesta, în limite foarte variabile, poate începe deversarea în albia majoră. Datorită grindurilor care se formează prin decantarea apelor încărcate cu aluviuni la trecerea în albia majoră, există tendința de ridicare a nivelului de deversare. Aceste nivel este mult influențat de lucrările care se execută în albia majoră, în special de îndiguiri.

Albia majoră este în general asimetrică iar transformările ei morfologice sînt mult mai lente decît ale albiei minore.

Raportul între suprafețele și lățimile albiei majore și celei minore variază foarte mult, de la un curs de apă la altul și chiar de la un sector la altul, pe același rîu. Astfel, rîurile Siret, Olt, Ialomița etc. care au albii minore late de numai cîțiva zeci de metri, prezintă în sectorul lor inferior albii majore cu lățimi de 1...10 km.

Fluviul *Dunărea* la Galați (înainte de îndiguire) avea o lățime a albiei minore de 700...1 000 m. La niveluri maxime, lățimea albiei majore ajungea la 10 km atingînd înălțimile muntoase ale malului dobrogean. La Giurgiu însă, lățimea albiei majore în aval de port, este numai de 3 km. Rîul *Po* din Italia are o albie minoră de 1...2 km și o albie majoră va-

Scanned with OKEN Scanner

riind între 5 și 60 km.. Fluviul *Mississippi* la confluența cu Ohio își întinde apele mari pe lățimi care ajung pînă la 130 km, în timp ce albia minoră, nu are decît 900 m.

Nivelul principal de referință în secțiunea transversală este nivelul zero sau, la Dunăre, etiajul, care conform recomandărilor Comisiei Dunării este nivelul apelor mici, corespunzător debitelor cu asigurarea de 94%. La rîurile cu debite reduse în perioada de vară-toamnă, așa cum sînt majoritatea rîurilor din țara noastră, nivelul corespunzător debitului mediu multianual poate da indicații mult mai precise.

Traseul albiei majore este determinat de relieful înalt al văii, care limitează în general și lățimea ei (cu excepția îndiguirilor, rambleelor de cale ferată, șoselelor etc.). Traseul albiei minore este în general mai sinuos și mult mai puțin stabil. Locul geometric al punctelor cu cele mai mari viteze de curgere din diferitele secțiuni ale unui curs de apă se numește *firul apei* (axul dinamic); acesta coincide în general cu talvegul.

În zona de trecere de la curbă la contracurbă, talvegul și axul curentului traversează, mai mult sau mai puțin brusc, de la un mal la celălalt. Cînd trecerea se face brusc (liniile talvegului de la cele două maluri concave ajung în aceeași secțiune sau chiar se petrec), apare o *traversadă defavorabilă* (fig. 1.1, *b*). Cînd cele două părți curbe ale talvegului se racordează cu un aliniament avînd o înclinare redusă față de axul

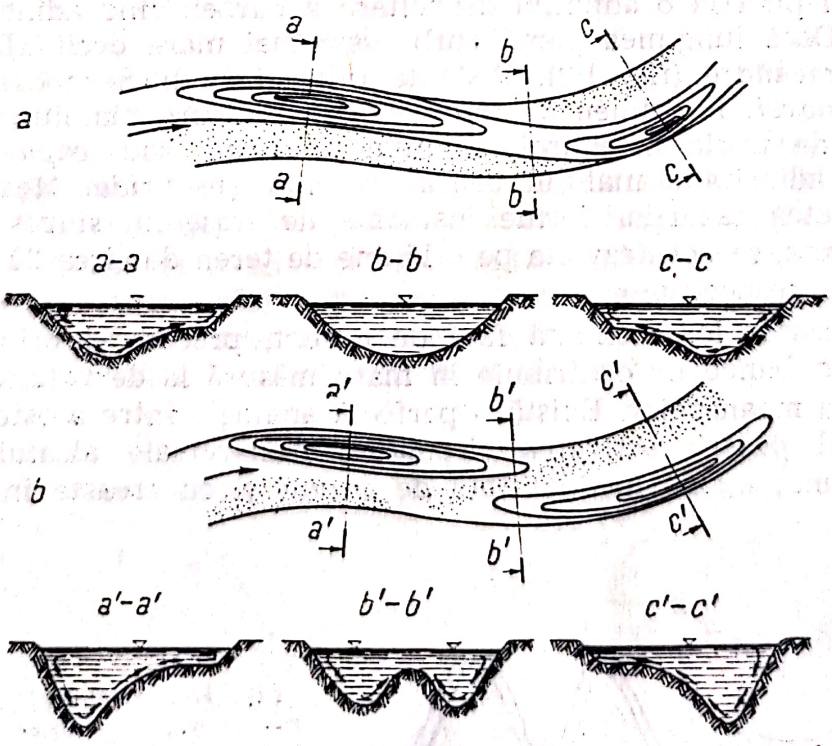


Fig. 1.1. Forme caracteristice ale albiei minore:
a — traversadă favorabilă; *b* — traversadă nefavorabilă.

cursului de apă, se obține o *traversadă favorabilă* (fig. 1.1, *a*). În lungul talvegului nu mai apar praguri și sectorul prezintă o trecere favorabilă pentru navigație.

Traseul rîului este determinat de linia talvegului, și mai rar de axul albiei minore sau de malurile înalte ale acesteia. El este alcătuit din curbe și contracurbe despărțite prin scurte aliniamente. Existența aliniamentelor a fost contestată de unii cercetători.

Coeficientul de sinuozitate al rîurilor, exprimînd raportul între lungimea cursului de apă și distanța în linie dreaptă între punctele extreme considerate, variază la rîurile din țara noastră în limite destul de largi. El are valori de 1,0...1,05 la rîurile de munte, de 1,05...1,15 la rîurile din zonele subcarpatice, premontane și de podiș, de 1,15...1,3 la rîurile din zonele mai joase ; în Cîmpia Română se întîlnesc valori pînă la 1,6, iar în Dobrogea variază între 1,05 și 1,15.

Coeficientul de sinuozitate al Dunării între Baziaș și Sulina este de 1,55 ; pe brațul Sf. Gheorghe, în sectorul Ivancea Mică — Mahmudia, el atinge însă valoarea de 3,6.

În văile largi aluviale, traseul rîurilor este într-o continuă transformare. Din cauza eroziunilor care se produc la malul concav, rîul are tendința de a-și dezvolta continuu curbura, lungimea curbelor devenind din ce în ce mai mare.

Paralel cu sporirea lungimii curbei, adîncimile albiei cresc ; aceasta însă numai pînă la o anumită dezvoltare a curbei, cînd adîncimile încep să scadă. Dacă lungimea părții curbe este mai mare decît $\pi D/2$, se realizează o *meandră* (fig. 1.2). Distanța între două bucle consecutive este *pasul meandrei*. Porțiunea de teren corespunzătoare malului convex, înconjurată de bucla meandrei, se numește *lobul* sau *capul* meandrei. Porțiunea adîncită a malului concav se numește *firidă*. Meandrele sînt în majoritatea cazurilor forme instabile ale traseului sinuos care, dacă nu sînt fixate, se pot dezvolta pe o lățime de teren de circa 20 ori lățimea albiei rîului respectiv.

Prin așezarea lor înclinată față de curent, precum și prin panta suprafeței lor, bancurile contribuie în mare măsură la dezvoltarea coturilor și formarea meandrelor. Există o perfectă analogie între aceste bancuri și dispozitivul pentru activarea circulației transversale alcătuit dintr-un prag de fund, așezat înclinat față de curent și cu creasta în pantă.

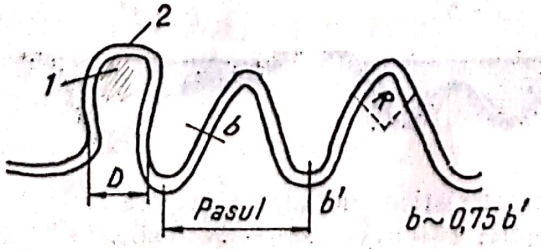


Fig. 1.2. Meandre:
1 — lob (cap); *2* — firidă.

Scanned with OKEN Scanner

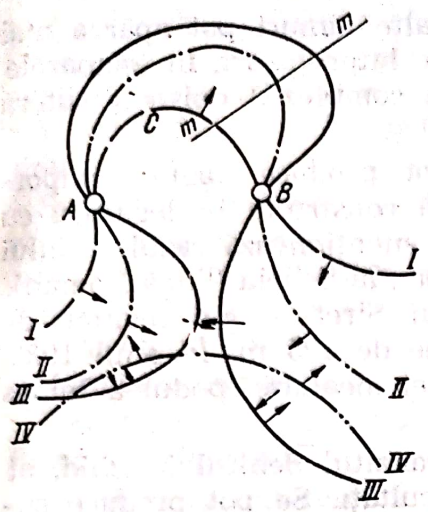
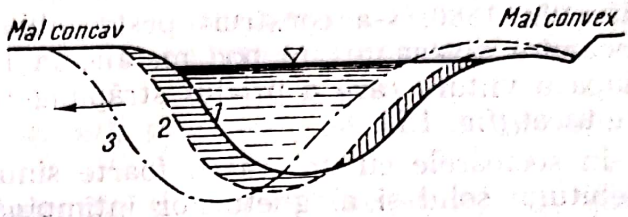


Fig. 1.3. Evoluția traseului divagant al meandrelor:
A, *B* — puncte de inflexiune.

Fig. 1.4. Evoluția secțiunii transversale:
1, *2* și *3* — deplasările succesive ale malului concav (profil *m* — *n*, fig. 1.3).



Meandrele pot fi *divagante* sau *adîncite* (încătușate). Meandre adîncite prezintă Prutul, Dunărea (cursul superior), rîul Lăpuș (Transilvania) etc.

La meandrele *adîncite*, dezvoltarea laterală este împiedicată în mare măsură de adîncirea albiei pe loc, eventual de malurile înalte ale albiei majore. O observare mai îndelungată a meandrelor arată totuși tendința lor de a se deplasa spre aval. Aceasta se produce din cauză că spălarea cea mai intensă a malului concav se face în aval de vîrful curbei și că direcția de atac a curentului față de mal nu este normală, ci înclinată sub un unghi ascuțit (fig. 1.3, 1.4).

Viteza de deplasare a meandrelor adîncite este neînsemnată și nu poate fi înregistrată decît dacă se dispune de ridicări pe perioade îndelungate (de exemplu deplasările fluviului Mississippi, figura 1.5).

Meandrele *divagante* evoluează asemănător însă mult mai rapid. Cele mai importante transformări se produc în timpul apelor mari, cînd curgerea în albia majoră are uneori o direcție normală pe direcția meandrelor. Ca urmare, unele ramuri ale meandrelor dispar în cîteva zile prin în-

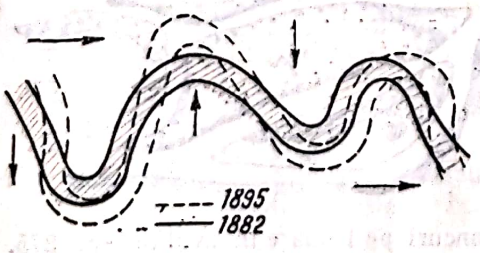


Fig. 1.5. Deplasarea meandrelor pe Mississippi (Vicksburg).

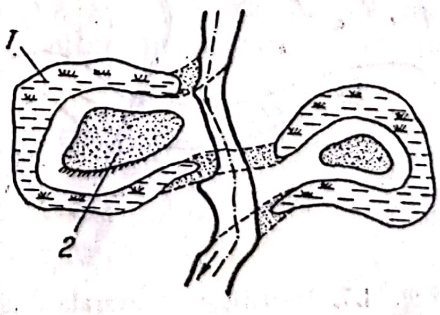


Fig. 1.6. Formarea brațelor moarte:
1 — braț mort; *2* — ostrov (popină).

nisiparea produsă de apele mari, în timp ce alte ramuri pot apărea mai departe, cu un traseu complet diferit. În aceste împrejurări, în sectoarele divagante ale rîurilor, apar și dispar brațe și complexul existent suferă transformări radicale (fig. 1.6).

Deplasările și străpungerile meandrelor pot produce pagube importante, punînd în pericol unele lucrări de artă construite în legătură cu rîul. Din numeroasele exemple de acest fel se menționează cazul podului metalic de pe drumul național București—Roman, la Scheia (lîngă Roman). Aici, în 1880, s-a construit peste albia rîului Siret, într-o regiune de meandre divagante, un pod metalic în lungime de 125 m. În anul 1932, după o viitură care a produs străpungerea unei meandre, podul a rămas pe uscat (fig. 1.7).

În sectoarele cu un traseu foarte sinuos, tranzitul debitului lichid, al debitului solid și al gheților întîmpină dificultăți. Se pot produce suprainălțări supărătoare de nivel, baraje de gheață, inundații.

Bancurile sînt depozite de aluviuni în stare evolutivă în albia unui rîu, a unui lac sau a mării. Bancurile importante care depășesc nivelul apelor scăzute și sînt consolidate cu vegetație, dau naștere la insule sedimentare (fosta insulă Ada Kaleh pe Dunăre, insula Călimăneștilor pe Olt). Deltele sînt formațiuni de același fel, la gura de vărsare a rîului în lacuri sau mări.

Cauzele principale ale formării bancurilor sînt: lărgirile locale ale albiei (fig. 1.8), traseul meandrat, circulația transversală puternică în curbe, trecerea curentului principal de la un mal la altul și întîlnirea aces-

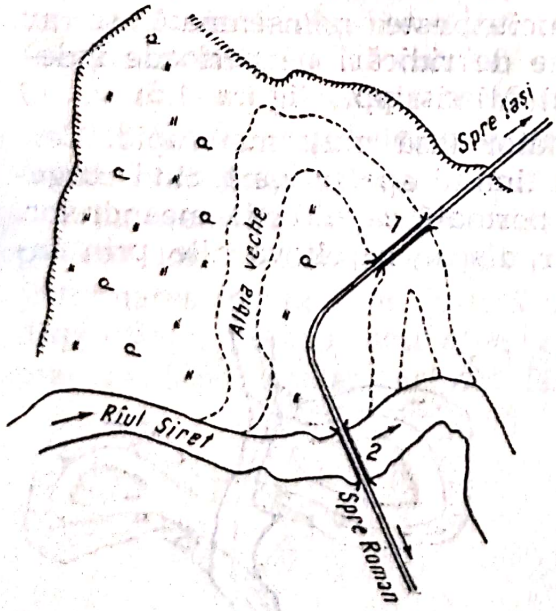


Fig. 1.7. Rectificarea naturală a unei meandre (1932);
1 — pod metalic construit în 1882 și rămas pe uscat; *2* — pod nou.

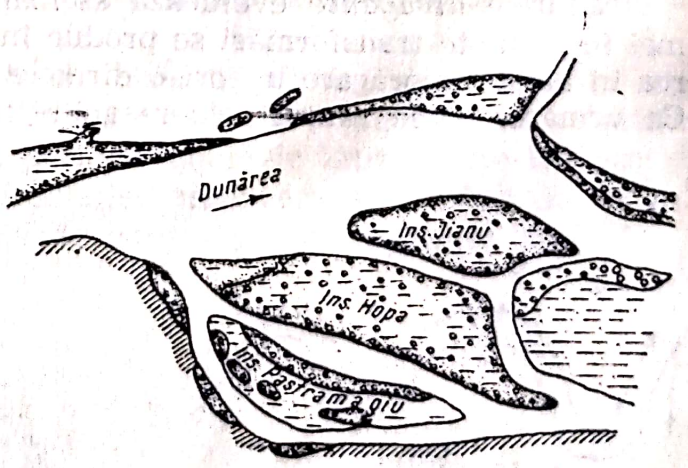


Fig. 1.8. Bancuri pe Dunăre în aval de km 375.

tuia cu curenții rîurilor afluente sau a celor din albia majoră în perioada inundațiilor ; bancurile se mai pot forma, în mod artificial în jurul corpurilor scufundate (arbori, nave etc.), a lucrărilor de regularizare (cîmpuri de epiuri, lucrări permeabile) și în lungul malurilor, prin prăbușirea acestora.

Suprafața bancurilor prezintă de cele mai multe ori aspectul unui pavaj în formă de solzi de pește, alcătuit din material mare, tîrît. Cînd la capătul aval al bancului se formează mai multe canale de curgere secundare, depunerile au în plan forma unor foarfece. Dacă depunerile sînt alcătuite din nisip fin și cu granule uniforme, la suprafața bancului se formează ondulații.

Unele bancuri de nisip se deplasează spre aval, cu viteze apreciabile (bancuri călătoare).

Deosebit de interesante sînt bancurile situate în traversade, care condiționează adîncimile navigabile în timpul apelor scăzute și în general întregul proces de curgere la aceste nivele. Forma predominantă a acestor bancuri este arătată în figura 1.9. Bancul este alcătuit din două formații laterale de nisip, între care se găsește șeaua (partea cea mai joasă a crestei bancului). Se formează astfel o traversadă, firul apei trecînd peste șa, de la un mal la altul. Între formațiile laterale ale bancului și mal rămîn fîșii de apă, cu adîncimi mici (întinsuri).

Cele mai multe bancuri din traversade sînt stabile și în decursul timpului nu se observă decît variația înălțimii și poziției crestei acestora. De multe ori variațiile se produc în limite determinate, cu un oarecare caracter de periodicitate. În timpul apelor mari, pătrunderea aluviunilor în rîu se intensifică foarte mult din cauza eroziunii versanților și a spălării și surpării malurilor. Apele foarte încărcate cu aluviuni ale viiturilor, depozitează o parte din aceste aluviuni, în special pe cele tîrîte, pe bancuri, care lucrînd ca niște praguri de fund împiedică transportul mai departe al acestora.

În măsura în care crește nivelul de apă, se observă și o înălțare a crestei bancului. În aceeași măsură remuul creat de banc în spatele său este din ce în ce mai important iar fenomenul de depunere mai intens. Înălțimea maximă a undei de viitură și a crestei bancului nu se realizează simultan, aceasta din urmă producîndu-se cîteva zile mai tîrziu. Pe măsura descreșterii nivelului apei, rîul intră în albia principală și începe

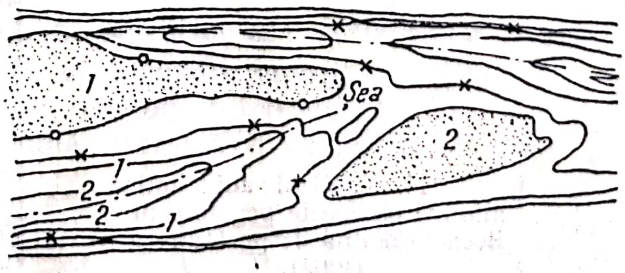


Fig. 1.9. Banc de nisip la traversade:
1, 2 — formații laterale.

eroziunea bancului. La început eroziunea acestuia decurge mai intens, atenuîndu-se spre sfîrșitul viiturii (fig. 1.10).

Stabilirea unei corelații între cotele apelor și cotele crestei bancului de nisip este una din cele mai importante probleme în special pentru navigație și lucrările de întreținere ale căii (dragaje). O corelație de o formă foarte simplă care se utilizează frecvent este :

$$h = aH + b \qquad (1.1)$$

în care :

H este cota apelor peste etiaj, citită la mira cea mai apropiată ;
h — adîncimea apei deasupra bancului ;
a, b sînt coeficienți.

Pentru a se obține rezultate mai exacte este necesar să se țină seama și de durata de parcurs a undei de la mira de observație la bancul de nisip.

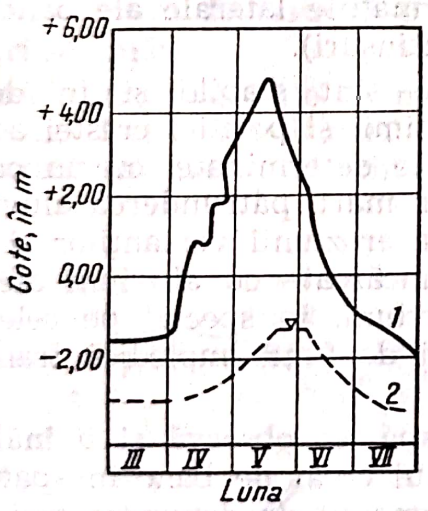


Fig. 1.10. Regimul adîncimilor deasupra unui banc:
1 — nivelul apelor; *2* — cota crestei bancului.

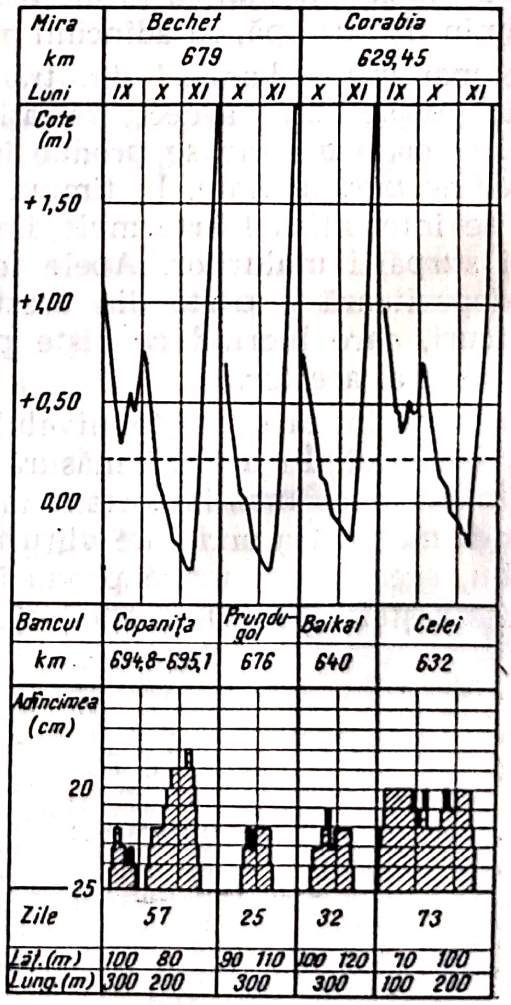


Fig. 1.11. Graficul adîncimilor minime observate pe sectorul Bechet-Corabia de pe Dunăre (1962).

Scanned with OKEN Scanner

Pe cursul inferior al Dunării se găsesc numeroase bancuri cu evoluție periodică legată de variația nivelurilor (Salcia, insula Pietrosul, Copaniţa, Celei, Intra, Turcescul, Caragheorghe etc.). După cum reiese din figura 1.11, în perioada apelor mici (septembrie...noiembrie) adîncimile la prag scad un număr mare de zile sub adîncimea navigabilă de garanție de 25 dm. Fără a se verifica complet, corelația lineară menționată mai înainte poate fi aplicată și la unele bancuri de pe Dunăre.

În locul unor corelații empirice de felul celor de mai sus, se poate realiza o prognoză a adîncimilor navigabile utilizînd metodele statistico-matematice cunoscute.

După cum se știe, o variabilă aleatoare X este caracterizată prin valorile x pe care le poate lua în domeniul S și de probabilitățile $p(x)$, corespunzătoare acestor valori [63]. Relația între x și $p(x)$ este dată de expresia

$$p(x \in S) = \int_S f(x)dx \tag{1.2}$$

în care $f(x)$ este funcția de distribuție a valorilor x pe care le poate lua variabila X.

Relația care dă probabilitățile ca mai multe variabile să ia simultan valori într-un domeniu m-dimensional D este :

$$p(x_1,x_2,\ldots,x_m \in D) = \int_D \ldots \int f(x_1, x_2,\ldots,x_m)dx_1\, dx_2 \ldots dx_m, \tag{1.3}$$

unde $f(x_1, x_2 \ldots x_m)$ este funcţia de distribuție a probabilităţilor.

Expresia analitică a acestei funcții de distribuție a fost determinată numai pentru distribuția multidimensională normală.

În cazul a două variabile Q — debitul și h — adîncimea la prag, expresia funcției de distribuție $f(Q, h)$ este :

$$f(Q,h) = \frac{1}{2\pi\sigma_Q\sigma_h\sqrt{1-\rho^2}} \exp\left\{-\frac{1}{2(1-\rho^2)}\left[\frac{(Q-\overline{Q})^2}{\sigma_Q^2} - 2\rho\,\frac{Q-\overline{Q}}{\sigma_Q}\,\frac{h-\overline{h}}{\sigma_h} + \frac{(h-\overline{h})^2}{\sigma_h^2}\right]\right\} \tag{1.4}$$

în care : σ_h și σ_Q sînt abaterile medii pătratice ale variabilelor h și Q ;
$\overline{h}$ și $\overline{Q}$ — valorile medii ale șirurilor valorilor h și Q ;
ρ este coeficientul de corelație între variabilele h și Q.

Funcția de distribuție unidimensională normală a variabilei Q este:

$$f_1(Q) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_Q} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{(Q-\overline{Q})}{\sigma_Q}\right)^2\right] \tag{1.5}$$

Funcția de distribuție a variabilei h condiționată de o valoare dată Q se definește ca raportul $\varphi(h/Q) = f(Q, h)/f_1(Q)$. Înlocuind $f(Q, h)$ și $f_1(Q)$ cu valorile lor se obține :

$$\varphi(h/Q) = \frac{1}{2\pi\sigma_h\sqrt{1-\rho^2}} \exp\left\{-\frac{1}{2\sigma_h(1-\rho^2)}\left[h - \bar{h} - \rho\frac{\sigma_h}{\sigma_Q}(Q-\bar{Q})\right]\right\} \quad (1.6)$$

care este de fapt tot o funcție de distribuție normală unidimensională caracterizată prin :

— valoarea medie $\bar{h}^* = \bar{h} + \rho\frac{\sigma_h}{\sigma_Q}(Q - \bar{Q})$;

— abaterea medie pătratică $\sigma_h^* = \sigma_h\sqrt{1-\rho^2}$.

Notînd cu $\Phi(x)$ funcția Laplace $\Phi(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}}\int_0^x e^{-z/2}dz$,

formulele de calcul ale probabilității vor fi :

$$p(x) = \Phi\frac{(x-\bar{x})}{\sigma_x} \text{ și } p(x/y) = \Phi\left(\frac{x-\bar{x}^*}{\sigma_x^*}\right) \quad (1.7)$$

în care x și y au semnificația h și Q. Dacă variabilele h și Q nu au o distribuție normală se fac transformările necesare.

Profilul în lung al rîurilor este determinat în mare măsură de profilul în lung al văilor în care curg și este definit pe linia talvegului. Deși în realitate profilul în lung este foarte neregulat, privit în ansamblu el are o formă apropiată de o parabolă (fig. 1.12).

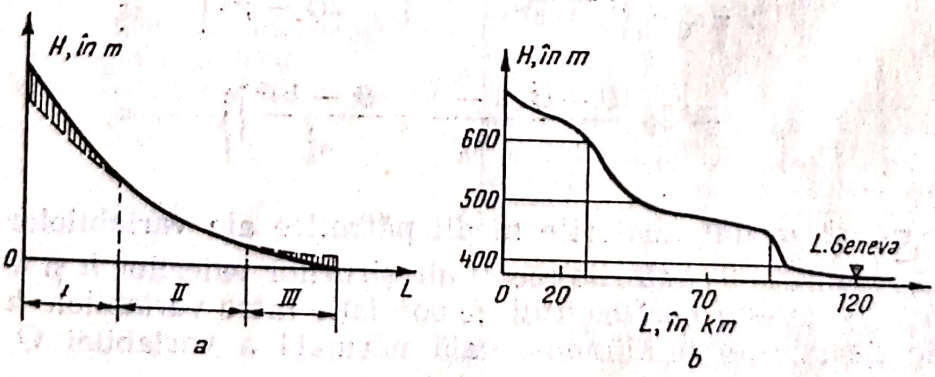


Fig. 1.12. Profilul longitudinal al unui rîu:
a — forma teoretică: *I* — cursul superior (eroziuni); *II* — cursul mediu (echilibru temporar); *III* — cursul inferior (depuneri); *b* — profil longitudinal în trepte (Rhônul superior).

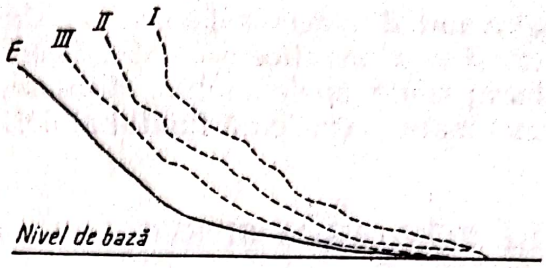


Fig. I. 13. Evoluția profilului în lung la torenți:
I, II, III — etape de eroziune; *E* — profil longitudinal de echilibru.

Configurația terenului și alcătuirea geologică a fundului (praguri stîncoase ca cele ale Rhônului, ale Dunării în sectorul Cataractelor și Porților de Fier) pot aduce perturbații în această formă teoretică ; de asemenea construcția de baraje, lucrări de regularizare etc.

Profilul longitudinal pune în evidență prin variația pantelor de-a lungul cursului, rezistențele întîmpinate de curgere și în oarecare măsură vîrsta cursului de apă.

Panta profilului în lung, foarte mare spre izvor, se micșorează treptat spre vărsare. Din cauza pantei mari, rîul exercită în sectorul superior o acțiune puternică și continuă de eroziune a albiei, ceea ce are ca urmare o adîncire a acesteia. O modificare a albiei are loc și în sectorul inferior, unde din cauza micșorării forței de antrenare a apei se produc depuneri și deci înălțarea fundului. În sectorul mijlociu, profilul longitudinal considerat în ansamblu, se găsește temporar în stare de echilibru. Fenomenul de eroziune, transport și depunere face ca profilul în lung să evolueze în totalitatea lui către o formă stabilă, care este *profilul de echilibru* al rîului respectiv. La rîurile mari, evoluția către profilul de echilibru se face lent, în decurs de secole. La rîurile mici și în special la torenți, evoluția este mai rapidă și se poate urmări mai ușor (fig. 1.13).

Nivelul de bază al eroziunii este determinat la rîurile în stare naturală de rîul confluent. Coborîrea nivelului de bază poate produce o înviorare a acțiunii de eroziune și transport. O ridicare a nivelului de bază poate grăbi evoluția rîului către nivelul de echilibru. Pe această constatare se bazează întreaga tehnică de amenajare a torenților.

Pe lîngă aceasta, mai pot exista și niveluri de bază intermediare de eroziune, care se formează în urma ieșirii la suprafață a rocilor greu erodabile. În asemenea puncte pot lua naștere cascade sau rapiduri. Actualmente, profilele longitudinale ale celor mai multe rîuri, fixate de nivelurile de bază de eroziune au ajuns într-o fază de echilibru, în special în sectoarele inferioare. Variațiile de adîncime care se produc, se mențin în grosimea depozitelor de aluviuni, formînd în profilul longitudinal adîncuri și bancuri.

Variații importante în profilul longitudinal al rîurilor care și-au stabilit un profil de echilibru, se produc datorită construcției barajelor. Lacurile care iau naștere în spatele barajelor și acumulările masive de

aluviuni din aceste lacuri modifică atît panta fundului rîului principal, cît și a afluenților săi. Modificări importante iau naștere și în aval de baraj unde apele rîului, degajate de aluviuni, au o forță de antrenare mai mare și erodează fundul albiei.

1.2. FORMAREA ȘI EVOLUȚIA ALBIEI

Evoluția albiei majore este foarte lentă și se datorește în bună parte și altor cauze decît celor legate de curgerea lichidă. Unii din factorii care influențează formarea albiei majore au un rol important și în formarea și evoluția albiei minore. Printre aceștia, trebuie luați în considerare, în mod special, următorii : rotația pămîntului (influența forței complementare Coriolis), forța centrifugă în curbe, circulația transversală, variațiile debitului lichid și solid.

Rotația pămîntului dă naștere, după cum se cunoaște, forței complementare Coriolis, care are expresia :

$$F_c = 2\, m\, v\, \omega \sin \varphi \qquad (1.8)$$

în care : m reprezintă masa ;

v — viteza particulei de apă considerate ;

ω — viteza unghiulară de rotație a pămîntului ;

φ — unghiul verticalei locului cu planul ecuatorului.

În emisfera nordică sin $\varphi > 0$ și forța este dirijată spre dreapta mișcării curentului ; în emisfera sudică sin $\varphi < 0$, iar forța este dirijată spre stînga. Forța complementară Coriolis are o valoare relativ redusă; totuși din cauza acțiunii sale neîntrerupte, rolul ei în eroziunea laterală și în formarea traseului în plan este important.

Tendința de deviere spre dreapta a fluviilor și rîurilor din emisfera nordică, datorită forței complementare Coriolis, a fost de multă vreme observată. Toate fluviile siberiene au malul drept abrupt, iar malul stîng cu pantă lină, indiferent dacă curg spre nord sau spre sud. Fluviile Volga, Don și Nipru au pe dreapta maluri înalte și abrupte, iar pe stînga lunci imense de aluviuni. Fluviul Nil între Assuan și Cairo, în cele mai multe locuri se lipește de malul drept. În delta Nilului volumul cel mai important de apă se scurge pe brațul estic, Damieta. S-a putut constata că multe localități de pe stînga, care în vechime erau porturi la Nil, azi sînt departe de fluviu, în stare de decadență. Fenomene asemănătoare prezintă fluviile din continentul american : Mississippi, Parana, Paraguay.

În Cîmpia Română, Dunărea s-a lipit de malul înalt dinspre dreapta, părăsind la stînga o luncă largă acoperită de aluviuni. Unii autori atribuie tot forței complementare Coriolis abaterea volumului principal de apă al Dunării pe unele brațe din dreapta (Dunărea principală față de Borcea).

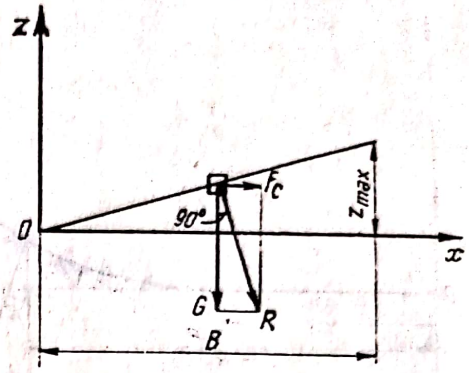


Fig. 1.14. Înclinarea suprafeței libere a apei datorită forței Coriolis.

În același fel se poate explica bătaia apelor în malul drept și formarea luncilor pe stînga, la aproape toate rîurile din cîmpia Dunării de jos.

Un alt efect mai puțin sesizabil al forței complementare Coriolis este înclinarea transversală a suprafeței libere a rîului (fig. 1.14), și suprainălțarea nivelului apei la malul drept (emisfera nordică).

Aplicație

Se consideră un sector de rîu în aliniament avînd $B=200$ m lățime la nivelul apei și viteza curentului la suprafață $v_s=2$ m/s (fig. 1.14). Se cere suprainălțarea nivelului apei la malul drept ($\varphi=45^o$).

Răspuns:

$$F_c = 2\,m\,v\,\omega \sin\varphi = 2\cdot 1000\cdot 2\cdot \frac{2\pi}{86\,400}\cdot 0{,}707 = 0{,}207 \text{ N}$$

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{F_c}{G} = \frac{0{,}207}{9\,806}$$

$$z_{max} = B \operatorname{tg}\beta = 200\cdot\frac{0{,}207}{9\,806} = 0{,}0042 \text{ m}.$$

Forța centrifugă în curbe are o influență mult mai importantă și mai ales mult mai vizibilă asupra formării și evoluției albiei. Dacă v_s este viteza la suprafață, ρ — raza curbei descrise de o particulă și z — suprainălțarea nivelului (fig.1.15),

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{dz}{d\rho} = \frac{C}{G} = \frac{mv_s^2}{\rho}\,\frac{1}{mg} = \frac{v_s^2}{\rho g};$$

$$z = \frac{v_s^2}{g}\ln\rho + k \qquad (1.9)$$

Dacă pentru $\rho = R_1$, $z=0$, rezultă $z = \frac{v_s^2}{g}\ln\frac{\rho}{R_1}$ (1.10)

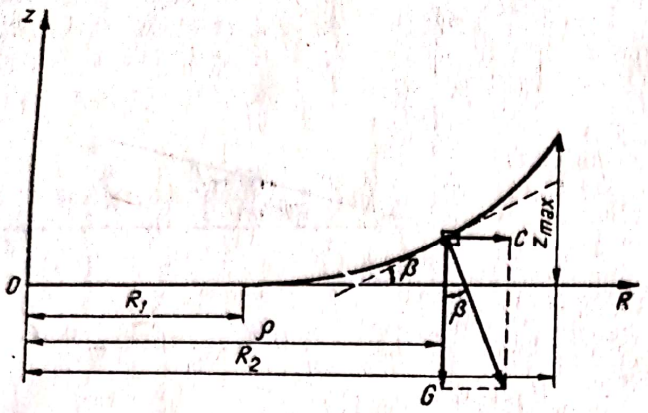


Fig. 1.15. Suprafața liberă a apei în curbe.

Aplicație

Un sector de rîu în curbă are raza interioară R_1=500 m și cea exterioară R_2=700 m; viteza medie la suprafață v_s= 2 m/s. Să se determine supraînălțarea z a nivelului, la malul concav (lățimea albiei 200 m, R_{med}= 600 m).

Răspuns :

$$z_{max} = \frac{4}{9{,}81} \ln \frac{700}{500} = 140 \text{ mm}$$

Într-un calcul mai exact ar trebui să se țină seama și de variația vitezei de suprafață care în curbe crește spre malul concav.

Circulația transversală. Observațiile și studiile făcute pe diferite cursuri de apă au stabilit existența unor curenți interiori transversali care, în combinație cu mișcarea generală de translație a rîului, imprimă particulelor de apă o mișcare elicoidală.

Inginerii secolului al XIX-lea care au lucrat pentru amenajarea cursurilor de apă — ca rezultat al observațiilor directe — au ajuns la concluzia, astăzi indiscutabilă, că traseul caracteristic al cursurilor naturale de apă este traseul sinuos. Circulația transversală a fost însă considerată de aceștia nu ca o cauză, ci ca un rezultat al acestui traseu sinuos.

Prin cercetările efectuate către sfîrșitul secolului XIX și începutul secolului XX s-a ajuns însă la concluzia că circulația transversală se naște în anumite condiții și într-un curent cilindric rectiliniu (Stearns în S.U.A. — 1883, Max Müller în Germania — 1881, Gibson în Anglia — 1909, Losievschi în Rusia — 1890 etc.).

În figura 1.16 se arată diferite forme de curenți transversali. După Losievschi aceste tipuri sînt funcție de adîncimea apei și viteza curentului ; la aceeași viteză, tipul I se produce în cazul adîncimilor mici, tipul II în cazul adîncimilor mari, tipul III în curbe, tipul IV în cazul albiilor foarte late.

Ținînd seama de interacțiunea strînsă care există între curent și albie, traseul sinuos contribuie la rîndul lui la intensificarea circulației transversale, care în curbe devine astfel mai evidentă și mai stabilă.

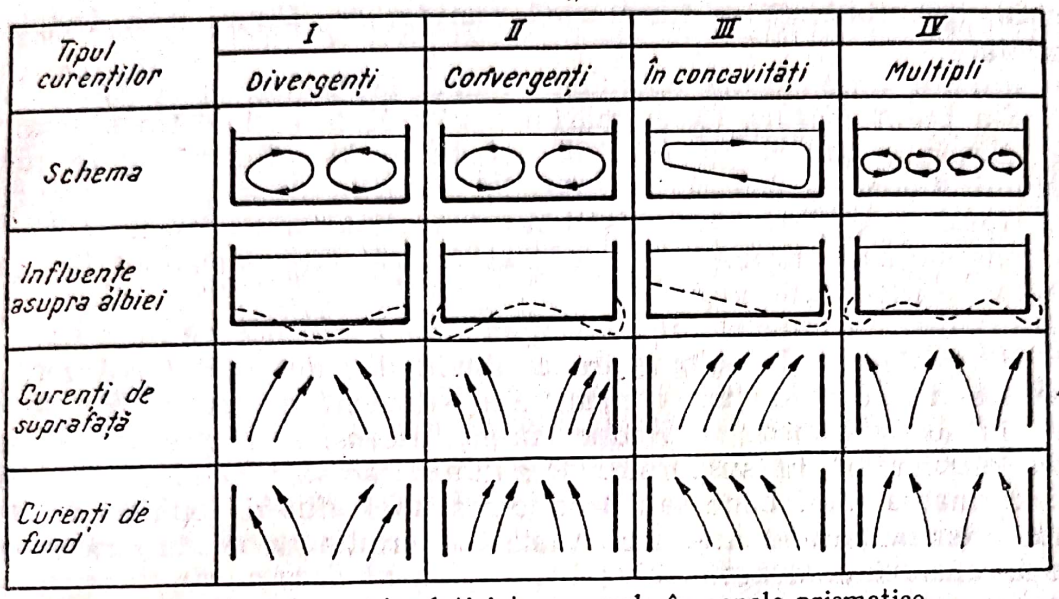


Fig. 1.16. Schema circulației transversale în canale prismatice.

În curbe, fiecare particulă se află sub acțiunea forței centrifuge. Vitezele longitudinale ale curentului fiind mai mari la suprafață decît la fund, forțele rezultante care acționează asupra particulelor au valori diferite. Toate particulele stratului superior al apei aflate sub acțiunea unor forțe mai mari, sînt împinse către malul concav.

Particulele din straturile inferioare, trebuind să înlocuiască masele de apă deplasate spre malul concav, sînt împinse spre malul convex și spre suprafață. Această mișcare circular-transversală, combinată cu translația generală a curentului, dă naștere cunoscutei mișcări elicoidale.

În afara forței complimentare Coriolis, la producerea circulației transversale în canalele rectilinii intervin și alți factori, ca de exemplu:

— *frecările pe contur*; din cauza acestora, vitezele periferice de curgere sînt mai reduse decît cele din zona centrală a curentului. Se creează astfel un aflux de particule lichide către această zonă, unde presiunile sînt mai scăzute și ca urmare, doi curenți elicoidali. Dacă canalul este mai lat, acești curenți se pot fracționa în patru sau mai mulți curenți secundari. Este evident că în cazul secțiunilor și frecărilor nesimetrice, circulația transversală va fi mai activă.

— *încărcarea cu aluviuni în suspensie*; firele de curent încărcate cu aluviuni în suspensie au tendința de a se lăsa la fund în timp ce apa decantată, mai ușoară, are tendința de a se ridica la suprafață (Vanoni).

— *regimul turbulent al curgerii*; în mișcarea turbulentă are loc un transfer al energiei pulsatorii de care dispune curentul, în energie termică, prin intermediul unor turbioane de dimensiuni mari, care corespund curenților secundari. Energia cinetică a turbioanelor de dimensiuni mari se transmite mai departe unor turbioane din ce în ce mai mici, pînă ce perturbațiile sau vîrtejurile ajung la dimensiuni moleculare și

energia de turbulenţă se transformă complet în căldură prin forţele de viscozitate.

În ultimul timp, graţie aparatelor foarte perfecţionate de care dispunem, s-a putut măsura exact mărimea vitezei curenţilor transversali pe care Gibson o aprecia în 1909 la maximum 5% din viteza în lungul canalului. Conform datelor recente, la colţurile canalelor dreptunghiulare, viteza curenţilor transversali nu reprezintă decît 0,6...2% din viteza longitudinală, procentele cele mai reduse înregistrîndu-se în cazul pereţilor cu rugozitate mică.

Este evident că punctele de convergenţă ale curenţilor de fund (fig. 1.16, tipul II) sînt locul de aglomerare a aluviunilor de fund (dacă forţa de antrenare a curenţilor transversali este suficient de mare). Pe de altă parte, în aceste puncte se produc curenţi ascensionali care sporesc cantitatea aluviunilor în suspensie. Rezultatul acestor tendinţe contrare, adică formarea unui banc sau producerea unei afuieri depinde de fenomenul predominant în acel loc. Analiza celorlalte tipuri de curenţi conduce la concluzii analoage.

Dacă teoria circulaţiei transversale poate da lămuriri preţioase asupra morfologiei albiei, dirijarea în mod convenabil a acestei circulaţii poate avea un rol de cea mai mare importanţă în lucrările de regularizare.

Variaţiile în timp ale debitului lichid şi solid sînt strîns legate de mişcarea aluviunilor. Aluviunile în suspensie nu exercită o influenţă esenţială decît pe unele sectoare infericare, cu viteze reduse.

În regiunile de munte şi de deal, mişcarea aluviunilor de fund alcătuite din material grosier — şi în consecinţă şi formarea albiei — are loc numai în perioada viiturilor. La rîurile de şes, mişcarea aluviunilor de fund alcătuite din nisip mijlociu şi fin are loc aproape în tot timpul anului, vitezele critice de antrenare (sau debitele critice de antrenare) avînd pentru aceste materiale, valori în general reduse. Marea majoritate a aluviunilor de fund (circa 70...90% din stocul anual) se deplasează însă în timpul apelor mari, cînd se produc deci şi pentru aceste rîuri transformările cele mai importante ale albiei.

La ape mari rîul se revarsă în albia majoră şi curentul îşi schimbă direcţia de curgere, urmînd traseul malurilor înalte ale acesteia (numai în cazuri rare, apele mari urmăresc toate sinuozităţile albiei minore, aceasta depinzînd de raportul dintre dimensiunile celor două albii, de eventuale lucrări de îndiguire etc.). Curentul intersectează albia minoră sub unghiuri care pot ajunge pînă la 90°, ceea ce are ca urmare degradarea şi ruperea malurilor, împotmolirea anumitor sectoare şi în ansamblu, modificări importante ale albiei minore. Acelaşi fenomen se produce după vîrful viiturii, cînd apele revărsate încep să revină în vechea lor matcă. Aceste împrejurări precum şi viteza de transport mai redusă a aluviunilor de fund, fac ca maximul debitului solid să se producă după cel al debitului lichid.

Dacă nivelul continuă să crească (ape foarte mari, extraordinare), acţiunea curentului asupra albiei minore acoperită deja cu un strat gros

Scanned with OKEN Scanner

de apă, este mai redusă, transformări importante putînd să apară însă în albia majoră.

Se poate trage concluzia că nu debitele extraordinare, care apar de altfel și foarte rar sînt cele care influențează în deosebi formarea și evoluția albiei minore, ci debitele mari cu o asigurare de 5...20%, cunoscute sub denumirea de *debite de formare*. Debitele de formare pot fi definite ca debitele care în intervalul de timp cît durează mișcarea aluviunilor de fund, pot transporta întreaga cantitate de aluviuni de fund al unui an hidrologic mediu (Bureau of Reclamation U.S.A.).

Debitul de formare, mai poate fi definit ca debitul care transportă cea mai mare cantitate de aluviuni în cursul unui an hidrologic mediu. În studiile mai vechi s-a luat în considerare *debitul care umple albia*. Mai recent T. Blench a utilizat debitul mediu multianual, dacă transportul aluviunilor începe sub acest debit.

În timpul apelor mari, se observă o erodare a albiei minore care devine deosebit de intensă în concavități prin surparea malurilor și adîncirea fundului. Materialul rezultat din aceste afuieri este depozitat în aval, în secțiunile late dar mai puțin adînci ale aliniamentelor. După trecerea apelor mari, odată cu scăderea nivelului, profilul longitudinal al suprafeței libere a apei își reia forma sinuoasă. În dreptul pragurilor supraînălțate de apele mari, se produc mici căderi locale. Din cauza pantelor și vitezelor relativ mari care se creează în aceste puncte se produce o spălare a fundului, în timp ce adîncimile din concavitățile din aval sînt în parte umplute cu materialul spălat. În modul acesta, prin eroziunea pragurilor și umplerea parțială a adîncimilor, profilul longitudinal al fundului albiei la ape mici este mai puțin sinuos decît în timpul viiturilor (fig. 1.17).

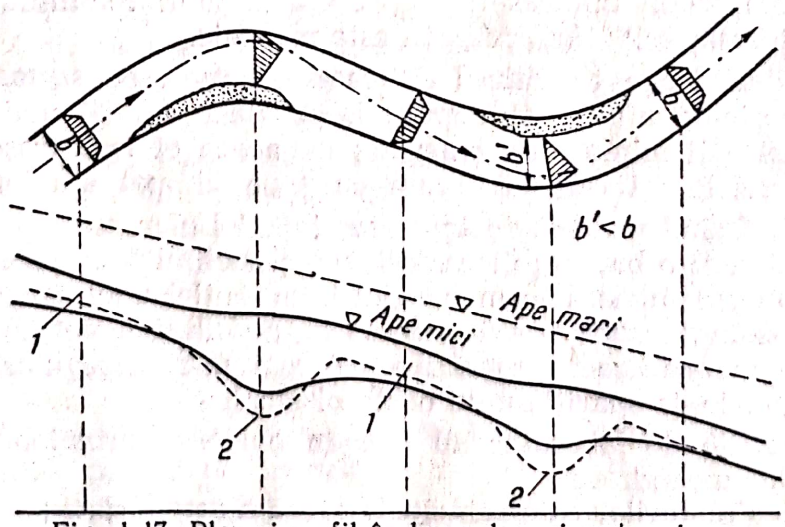


Fig. 1.17. Plan și profil în lung al unui sector sinuos:
——— profilul fundului la ape mici;
..... profilul fundului la ape mari;
1 — prag (h_{min}); *2* — adînc.

Pe unele rîuri deosebit de stabile, înălțarea și coborîrea fundului albiei are un caracter periodic în legătură cu nivelul apelor. Pragurile și adîncimile rămîn în același loc, suferind doar oscilații în jurul unei valori medii. Totuși, se întîlnesc foarte multe rîuri cu o stabilitate redusă, la care variațiile fundului albiei se produc fără nici o ordine, iar pragurile și adîncimile își schimbă poziția în fiecare an.

Transformările profilului longitudinal arătate mai sus sînt specifice rîurilor de șes la care panta hidraulică este influențată în cel mai înalt grad de debitele de apă. Pe sectoarele superioare ale rîurilor (deal, munte), panta de curgere este rezultatul direct al pantei fundului. Din această cauză, legătura între variațiile profilului longitudinal al fundului albiei și nivelurile de apă este mai slabă.

Tendința de meandrare a cursurilor de apă trebuie considerată ca un fenomen natural cu caracter general. Plecînd de la principiul disipării minime de energie, acest fenomen poate fi explicat în felul următor :

— deoarece eroziunea albiei și transportul materialului solid necesită un travaliu suplimentar, rîul tinde în mod natural către un traseu stabil, fără eroziuni și depuneri. Viteza critică de antrenare este însă funcție de panta hidraulică I și de diametrul mediu al particulelor care alcătuiesc fundul albiei. Dacă în anumite condiții date, panta văii în care curge rîul este mai mare decît panta hidraulică corespunzătoare vitezei critice de antrenare, rîul va avea tendința să-și lungească traseul prin meandrare pînă la realizarea echilibrului albiei. Energia suplimentară de care dispune inițial rîul datorită pantei mari a văii este utilizată pentru modelarea albiei prin eroziune și transportul aluviunilor ;

— efortul tangențial în masa lichidă precum și cele de frecare între curent și albie, conform unor cercetări teoretice și experimentale relativ noi, sînt mai mici la un traseu curb decît la unul rectiliniu. Așa fiind, și travaliul necesar asigurării curgerii este mai mic.

Se poate deci trage concluzia că traseul sinuos, cu sectoare în care se produc periodic afuieri și depuneri, satisface în cel mai înalt grad principiul disipării minime de energie ; de aceea el este traseul cel mai probabil al rîurilor și canalelor care curg pe un pat aluvionar.

Alți autori, făcînd o analogie între teoria lui Euler asupra flambajului, arată că după cum o bară subțire care rezistă la limită la un anumit efort de compresiune, flambează în momentul intervenției unei cauze exterioare oricît de neînsemnate, tot așa și un curs de apă inițial rectiliniu, prezintă fenomene de meandrare la apariția celei mai mici neregularități a secțiunii transversale, la apariția unui obstacol etc.

Experimentările de laborator au scos în evidență următoarele aspecte ale tendinței de meandrare :

— eroziunea malurilor este principala cauză a meandrării ;

— în condiții de uniformitate a parametrilor hidraulici, o curbă inițială în cursul unui curent în material aluvionar, se transmite în aval printr-o serie de curbe asemănătoare ;

— procesul de repetare al meandrelor este analog cu mișcarea oscilatorie a pendulului :

— amplitudinea și lungimea meandrelor la curenții încărcați cu aluviuni variază în timp, însă la un moment dat sînt aceleași în tot lungul sectorului. Dacă apa este absolut curată, forma meandrelor este neregulată ;

— pentru fiecare combinație a parametrilor hidraulici : debit, pante, viteză, există un singur debit solid care transportat de curent asigură repetarea identică a formelor de meandre.

Desigur, acestei tendințe naturale cu caracter general i se adaugă acțiunea forței complementare Coriolis, acțiunea forțelor centrifuge, variația debitului lichid și solid de care s-a amintit mai înainte.

În legătură cu posibilitățile experimentării pe model a tendințelor de meandrare a rîurilor, trebuie arătat că din cauza scării reduse și mai ales a distorsiunii mari (raportul scărilor poate ajunge la 1 : 20), rezultatele obținute nu pot avea decît o valoare calitativă. Rezultate foarte bune au dat în schimb experimentările inițiate în ultimul timp în canale rectilinii, bazate pe ideea că dacă tendința naturală a unui rîu este de a-și forma un curs meandrat printr-un proces de eroziune laterală, în momentul în care acesta este obligat să urmeze un traseu drept, într-un pat afuiabil mărginit de pereți rigizi, tendința de meandrare se va manifesta în plan vertical.

Această metodă se bazează pe o serie de observații în natură asupra unor sectoare rectilinii de rîuri care curg între pereți stîncoși sau între maluri consolidate. Între primele observații de acest fel se pot cita cele făcute de Exner (1924) pe un sector lung de 7 km al rîului Mur, în care acesta curge între două maluri abrupte, practic inafuiabile.

Observații similare s-au putut face mai recent (1968) pe Rio Grande la circa 20 mile în aval de localitatea El Passo (Texas) unde albia aluvionară a rîului, lată de 60 m, este limitată pe 5 km de doi pereți stîncoși.

În ambele cazuri s-au înregistrat adîncuri și afuieri amplasate alternativ spre un mal sau celălalt, care se înscriau în plan într-o formă sinuoasă asemănătoare unei albii meandrate. Observațiile mai îndelungate făcute pe Mur (1900...1924) au permis să se constate și o deplasare lentă a adîncurilor și bancurilor spre aval, numărul acestora și distanțele (egale cu de 5 ori lățimea B a albiei la ape medii), rămînînd practic aceleași. Distanțe comparabile între adîncuri și între bancuri (5...6 B) s-au înregistrat și la încercările pe model efectuate pe un traseu rectiliniu, între pereți rigizi. Toate acestea concordă cu distanțele stabilite pe cale empirică între meandrele rîurilor :

— după Inglis : $D=6{,}6\ B^{0{,}99}$; (1.11)

— după Leopold și Wolman : $D=10{,}9\ B^{1{,}1}$. (1.12)

CAPITOLUL 2

MIȘCAREA ȘI TRANSPORTUL ALUVIUNILOR

2.1. ALUVIUNI TÎRÎTE ȘI ÎN SUSPENSIE

2.1.1. CARACTERISTICILE GEOMETRICE ȘI FIZICE ALE ALUVIUNILOR

Compoziția granulometrică a pămîntului care alcătuiește albia se definește prin modul de repartizare a fracțiunilor granulometrice.

Dacă se admite așa-numita clasificare a *numărului cinci*, se deosebesc următoarele fracțiuni : argilă (sub 0,005 mm), praf (0,005...0,05 mm), nisip (0,05...2 mm), pietriș (2...20 mm).

Determinarea dimensiunilor geometrice ale particulelor fine care de obicei sînt purtate în suspensie (sub 0,100...0,075 mm) se face prin metoda sedimentării, măsurîndu-se viteza de cădere (mărimea hidraulică ω) în apă liniștită. Pentru particulele mari și mijlocii (începînd de la 0,1...0,075 mm) se utilizează metoda cernerii. Aluviunile după ce au fost uscate, pentru a se evita aglomerarea lor, se trec prin site standardizate cu ochiuri patrate sau ciururi de tablă perforată cu ochiuri rotunde.

Reprezentarea grafică a compoziției granulometrice se poate face prin : *diagrame ternare, histograme* (curbe de frecvență), *curbe granulometrice* (curbe integrale), (fig. 2.1).

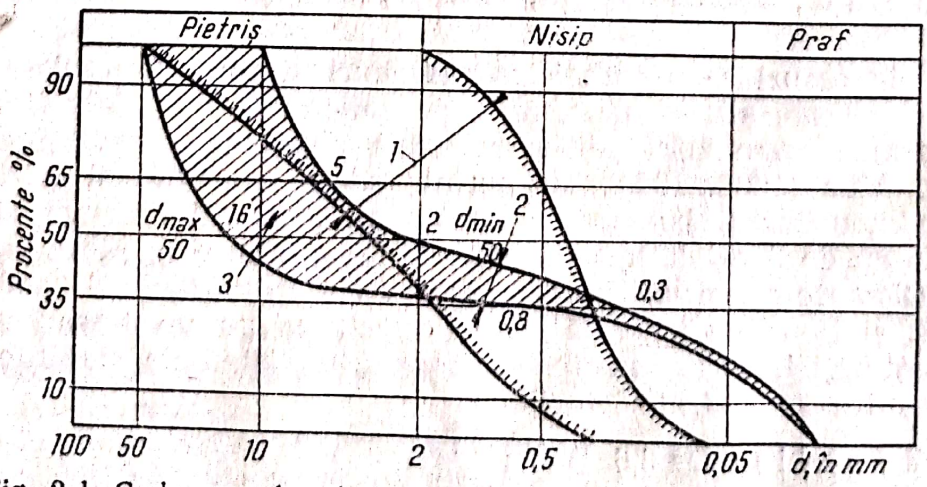


Fig. 2.1. Curbe granulometrice ale materialului din pat și a celui tîrît (rîul Jiu, secțiunea Cîrbești) :
1 — aluviuni tîrîte; *2* — patul albiei; *3* — patul pavat al albiei.

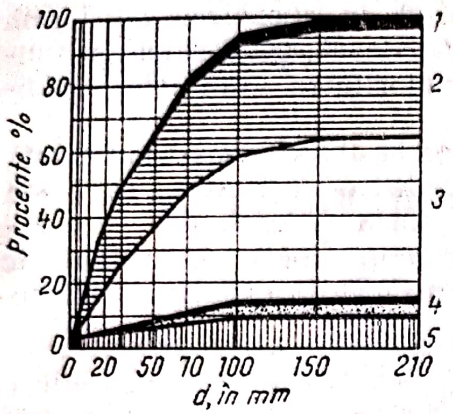


Fig. 2.2. Curba granulometrică a aluviunilor tîrîte cu repartizarea pe roci de origine:
1 — nisip; *2* — dolomit; *3* — calcar; *4* — silicaţi; *5* — cuarţ.

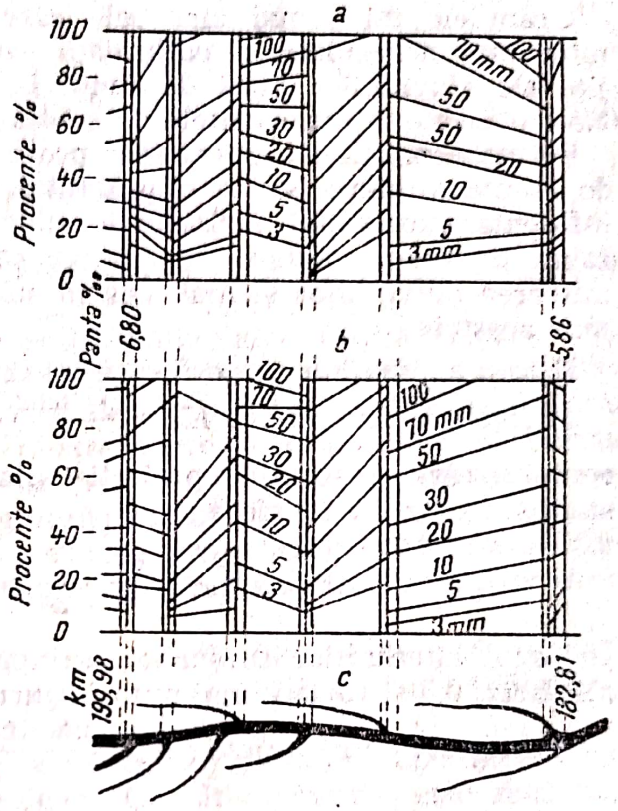


Fig. 2.3. Banda granulometrică a unui rîu (aluviuni tîrîte):
a — stratul de suprafaţă; *b* — stratul de fund; *c* — schema traseului rîului în plan.

Pentru definirea geometrică a aluviunilor se utilizează indicii cunoscuţi: diametrul mediu d_m, coeficientul de neuniformitate $U = \frac{d_{60}}{d_{10}}$ etc.

Pentru punerea în evidenţă a rocilor de origine se întocmeşte o curbă granulometrică ca în figura 2.2.

Cînd se procedează la analiza granulometrică a aluviunilor depuse pe fundul albiei trebuie făcută atît analiza stratului superficial, cît şi a celui de dedesubt. Probele se vor lua astfel încît să se poată caracteriza atît albia majoră, cît şi cea minoră. Dacă pe sectorul unui rîu se fac mai multe analize granulometrice ale aluviunilor depuse, fiecare probă fiind caracterizată, de exemplu, prin diametrul mediu, se poate obţine o reprezentare în plan a compoziţiei granulometrice a fundului albiei, prin izolinii granulometrice, rezultate din unirea tuturor punctelor cu acelaşi diametru mediu. Reprezentarea grafică astfel obţinută poartă denumirea de *bandă granulometrică* (fig. 2.3).

Uzual se presupune că granula are aproximativ forma sferică. Dacă abaterile sînt mici se poate utiliza diametrul sferei înlocuitoare, de volum egal. Forma aluviunilor mari de fund se apropie însă mai mult de cea a unui elipsoid. Dacă *a*, *b*, *c* sînt cele trei dimensiuni principale ale acestuia, dintr-un număr mare de măsurători se poate admite pentru un material suficient de omogen ca *diametru mediu* $d_m = \sqrt[3]{abc}$.

Scanned with OKEN Scanner

Granulele mici, mai ales cele care se mișcă în suspensie au forma mult mai neregulată și colțuroasă care contrastează cu formele rotunjite ale aluviunilor mari de fund. La fel, majoritatea granulelor artificiale utilizate în experiențele de laborator.

Forma neregulată a granulelor poate conduce la abateri importante față de greutatea sferei sau a elipsoidului echivalent ; de asemenea ea poate influența substanțial rezistențele hidraulice, forța ascensională, repartizarea pe fund, unghiul de frecare etc., parametri foarte importanți în mișcarea aluviunilor și mai ales în stările critice ale începutului și încetării acesteia.

Forma aluviunilor poate fi exprimată prin :

1) *Indicele de volum :* $K_v = \frac{\text{volumul particulei}}{d^3}$, în care d este diametrul cercului care corespunde proiecției plane a particulei, în poziția cea mai stabilă. În cazul unei sfere :

$$K_v = \frac{\pi d^3}{6} \cdot \frac{1}{d^3} = \frac{\pi}{6} = 0{,}524.$$

În cazul aluviunilor cursurilor de apă naturale K_v este în general mai mic decît 0,5 și variază mai mult în jurul valorii 0,4.

2) *Indicele de suprafață :* $K_s = \frac{\text{suprafața proiecției particulei}}{d^2}$.

În cazul sferei $K_s = \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{1}{d^2} = \frac{\pi}{4} = 0{,}785.$

Pentru aluviunile de rîu $K_s = 0{,}5...0{,}6$.

3) *Indicele de rotunjire,* care exprimă uzura particulei, este raportul între lungimea muchiilor tocite și lungimea muchiilor inițiale.

Avînd în vedere dificultățile întîmpinate în determinarea acestor indici (constante) de formă, mai ales atunci cînd avem de-a face cu un material eterogen, aceștia nu sînt introduși în cele mai multe din teoriile mișcării aluviunilor. Influența formei granulelor este cuprinsă în constantele ecuațiilor respective, la un loc cu un număr mare de alte influențe.

În unele ecuații mai noi bazate pe legile fizicii, se întîlnesc indici de formă după direcția curentului (determină suprafața expusă forțelor longitudinale de antrenare), după direcția verticală (determină suprafața expusă forțelor verticale) ș.a.m.d. Dacă considerăm că granula are o formă de elipsoid, avînd axele a, b și c (în ordinea descrescîndă a mărimii) și dacă presupunem poziția cea mai probabilă a acesteia (axa a transversal curgerii, b longitudinală și c verticală), indicii de formă respectivi se pot calcula cu expresiile :

— după direcția curentului

$$\alpha = \sqrt[3]{\frac{a\,c}{b^2}}; \qquad (2.1)$$

— după verticală

$$\beta = \sqrt[3]{\frac{a\,b}{c^2}}. \qquad (2.2)$$

Cu aceleași notații *indicele de sfericitate* este

$$\mu = \sqrt[3]{\frac{b\,c}{a^2}} \text{ (pentru sferă } \mu = 1). \qquad (2.3)$$

Influența formei granulelor se manifestă mai ales asupra valorii forței critice de antrenare. După A. Schoklitsch această forță este cu circa 70% mai mare la granulele plate decît la cele sferice. Shields a ajuns la valori mai mari ale forței de antrenare pentru granule cu muchii ascuțite. Rezultatele obținute de Meyer-Peter arată că influența formei este importantă numai pentru granulele mici.

Din cercetările întreprinse pînă acum se poate trage concluzia că forma are o influență mai redusă asupra legilor mișcării aluviunilor decît asupra stărilor critice.

Greutatea specifică a aluviunilor din cursurile de apă naturale variază între 21...28 kN/m^3 (2,1...2,8 tf/m^3), cu o medie de 26 kN/m^3 (2,65 tf/m^3) care se utilizează în calculul mișcării aluviunilor.

Unghiul de frecare interioară φ a masei de aluviuni depinde de diametrul și poziția reciprocă a granulelor. Cu cît diametrul este mai mic, cu atît unghiul de frecare interioară este mai redus. Dacă granule de o anumită mărime reazemă pe un material mai grosier, stabilitatea acestora este mai mare decît a unor granule mari rezemînd pe un strat fin. Poziția reciprocă a straturilor de aluviuni variind în timp, rezultă că în anumite limite și valoarea unghiului de frecare interioară este variabilă în timp. Pentru un material omogen și granule de dimensiuni curente, unghiul φ sub apă este de 38°...40°.

Prezența mîlului, a fracțiunilor argiloase și a resturilor organice poate produce cimentarea materialului de fund, mărind astfel rezistența lui la antrenare. Influența coeziunii se poate introduce numai cu multă greutate în calcule. Din această cauză studiul stabilității și dinamicii albiei se face în mod obișnuit pentru nisip, pietriș și alte materiale friabile.

Compactitatea masei de aluviuni este dată de raportul dintre volumul plinurilor și volumul total al probei (în procente).

Suprafața specifică este raportul dintre suprafața laterală a granulelor cuprinse în unitatea de volum și volumul acestora.

2.1 2. UZURA ALUVIUNILOR

Micșorarea aluviunilor se poate produce prin :

— sfărîmarea prin lovire a aluviunilor mari, între ele sau de fundul stîncos. Într-o mare măsură sînt sfărîmate și bucățile mai mărunte de pe fund, prin trecerea aluviunilor mari peste ele. Sfărîmarea aluviunilor tîrîte este caracteristică cursurilor superioare ale rîurilor și torenților ;

— sfărîmarea datorită intemperiilor, în special înghețului, a aluviunilor care iarna rămîn neacoperite de apă ;

— dizolvarea în apă ;

— uzura prin frecarea de alunecare sau de rostogolire, inclusiv șlefuirea de către curentul de apă încărcat cu nisip, în special în timpul repausului pe fund.

Uzura are cea mai mare importanță în acțiunea de mărunțire a aluviunilor. Dacă se înseamnă cu dP micșorarea prin uzură a greutății P a unei pietre, pe parcursul ds și dacă se presupune că uzura granulei este proporțională cu lungimea drumului parcurs : $dP=-c\ P_0\ ds$; prin integrare $P=P_0\ e^{-c\ s}$. Aici P_0 este greutatea inițială a pietrei, P — greutatea micșorată a acesteia datorită uzurii pe parcursul s, în km, iar c — coeficientul de uzură, în km^{-1}. Acesta depinde de natura rocii de proveniență, de forma pietrei și de viteza de tîrîre u a acesteia, precum și de rugozitatea albiei (diametrul d_m al particulelor de pe fund) :

$$c = c_1\, u^{1/4}\, \frac{d_m + 15}{15} \tag{2.4}$$

c_1 este uzura specifică și are valorile din tabelul 2.1.

Tabelul 2.1

Uzura specifică $c = c_1$ în km^{-1} pentru $u = 1$ m/s și $d_m = 0$

Roca	Aluviuni rotunde	Aluviuni colțuroase
Dolomit	0,0025...0,0040	0,0050...0,0060
Gnais (bogat în cuarț)	0,0020...0,0030	—
Porfir	0,0005	0,0028
Granit (de Tatra)	0,0010...0,0022	0,0085
Bazalt (valea Rînului)	0,0010	—
Calcar	0,0010...0,0070	0,0090...0,0500
Marmură	0,0063...0,0082	0,0095

Din relația stabilită anterior $P=P_0\ e^{-c\ s}$, prin împărțirea ambilor membri cu greutatea specifică aparentă, se obține $V = V_0\, e^{-c\ s}$.

Dacă se înseamnă cu d acea dimensiune a pietrei care este caracteristică pentru trecerea prin sită, volumul se poate presupune proporțional cu d^3 :

$$d^3 = d_0^3 e^{-c\ s} \text{ și } d = d_0 e^{-\frac{c}{3} s} \tag{2.5}$$

în care :

c este coeficientul de uzură al volumului pietrei, iar

$\frac{c}{3}$ — coeficientul de uzură al dimensiunilor lineare ale acesteia.

Pentru a putea urmări mișcarea aluviunilor pe sectorul unui rîu, se admite că și celelalte acțiuni de mărunțire (sfărîmare, dizolvare etc.), urmează aceeași lege exponențială a uzurii.

Pentru studiul aluviunilor pe un sector oarecare al unui rîu este însă necesar să se cunoască coeficientul de uzură mediu K al masei întregi de aluviuni tîrîte în acel sector. Avînd în vedere marea diversitate de materiale și dimensiuni care caracterizează aluviunile tîrîte, determinarea directă a coeficientului de uzură mediu este foarte dificilă. Acest lucru se poate face însă indirect cu ajutorul curbelor granulometrice întocmite la extremitățile sectorului.

Suprafața delimitată de curba granulometrică este $S = \Sigma d_i \, \Delta x$. Dacă toate particulele urmează legea exponențială a uzurii, la capătul aval al sectorului considerat

$$S' = \sum_{x=0}^{x=100} d_i \, e^{-\frac{c_i}{3} s} \, \Delta x.$$

Se poate scrie atunci, cu oarecare aproximație :

$$\frac{S'}{S} = e^{-\frac{K}{3} s}, \tag{2.6}$$

relație din care se determină coeficientul de uzură K.

Este bine însă ca lungimea s a sectorului considerat în calcul să nu fie prea mare, pentru a nu apare influența debitelor solide aduse de afluenți, prăbușirii malurilor, schimbării pantelor și vitezelor de curgere pe parcurs etc. Cînd apar asemenea influențe se determină un coeficient mediu de uzură pe mai multe sectoare, cu ajutorul expresiei :

$$K_m = \frac{\Sigma K s}{\Sigma s}. \tag{2.7}$$

Coeficientul K se mai poate utiliza și pentru determinarea variației debitului tîrît, în lungul unui rîu, ținînd seama de micșorarea dimensiunilor aluviunilor.

Dacă G_0 este debitul tîrît la începutul unui sector, G_x debitul tîrît la distanța x va fi :

$$G_x = G_0 \, e^{-K x}. \tag{2.8}$$

Părțile desprinse prin uzură din aluviunile tîrîte sînt foarte fine și sînt purtate de ape în suspensie.

Ecuația exponențială a uzurii se mai întîlnește și sub forma :

$$P = P_0 \, e^{-c \varphi s} \tag{2.9}$$

în care φ este un coeficient care ține seama de forma particulei. Utilizarea coeficientului de uzură c cu valori diferențiate după forma parti-

culei (aluviuni rotunde și colțuroase) și după mărime — așa cum s-a arătat mai înainte — elimină necesitatea introducerii acestui nou coeficient.

Aplicații

1. O piatră de dolomit, cu forme rotunjite, este tîrîtă cu o viteză de 2 m/s, pe o albie alcătuită din pietriș aluvionar, cu diametrul mediu de 15 mm. După ce lungime de parcurs greutatea pietrei se va reduce la jumătate ?

Răspuns :

$$c_1 = 0{,}0025;\ c = 0{,}0025 \cdot 2^{1/4} \cdot \frac{15 + 15}{15} \approx 0{,}006$$

$$\frac{P_0}{2} = P_0 e^{-c s} \qquad s = \frac{\ln 2}{c} = 112 \text{ km}.$$

2. Curbele granulometrice întocmite la extremitățile amonte și aval ale unui sector de rîu, lung de 60 km, arată diminuarea de 5% a suprafețelor S situate deasupra curbelor granulometrice. Care este coeficientul mediu de uzură a materialului tîrît ?

Răspuns :

$$0{,}95 = e^{-\frac{K}{3}s}\ ;\ \ln 0{,}95 = -20\,K;\ K = -\frac{\ln 0{,}95}{20} = 0{,}0025$$

2.2. MIȘCAREA ALUVIUNILOR DE FUND

2.2.1. MECANISMUL GENERAL AL MIȘCĂRII ALUVIUNILOR, EVOLUȚIA FUNDULUI

Mișcarea aluviunilor se studiază în general, luîndu-se în considerare o albie alcătuită dintr-un teren necoeziv (nisip, pietriș). Forțele hidrodinamice care în acest caz acționează particulele pot fi împărțite în forțe orizontale de antrenare și forțe ascensionale. Forțele orizontale depind de rezistențele de formă și de frecare a particulelor (punctul de aplicare al acestor forțe nu este în centrul de greutate al particulelor). Forțele ascensionale sînt rezultante ale forțelor de presiune care acționează asupra părții inferioare și respectiv superioare a particulelor (fig. 2.4), cele din urmă fiind mai mici din cauza curburii liniilor de curent (accelerații locale). Datorită fenomenelor de turbulență, atît forțele hidrodinamice orizontale, cît și cele verticale sînt variabile în timp.

Forțele rezistente care se opun mișcării provin din greutatea proprie (sub apă) și din reacțiunile particulelor învecinate.

Dacă se ține seama și de influența gradului de expunere față de curent (particule izolate așezate deasupra celorlalte, în planul mediu sau

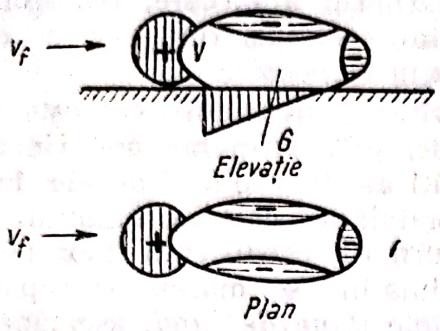


Fig. 2.4. Distribuția presiunilor pe o particulă de fund.

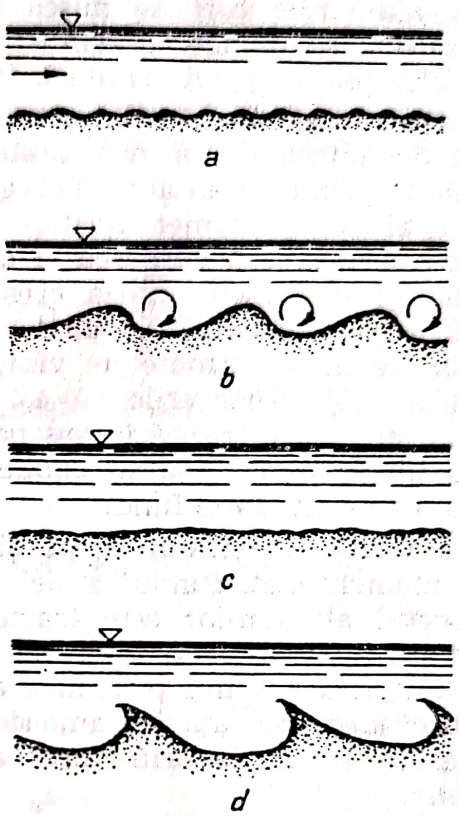


Fig. 2.5. Forme tipice ale fundului albiei în diferite stadii de mișcare a aluviunilor.

a — rifluri; *b* — dune; *c* — fund neted (tranziție); *d* — antidune.

încastrată între celelalte particule, particule mici așezate în stratul limită sau mai mari care depășesc acest strat), se poate trage concluzia că mișcarea aluviunilor este o funcție complexă de timp și spațiu, de caracteristicile hidraulice ale curentului și de cele geometrice și mecanice ale particulelor.

Cînd forțele de antrenare pe orizontală sînt mai mari decît cele de stabilitate sau cînd momentul tuturor forțelor care acționează particula în raport cu punctul de răsturnare (unul din punctele de reazem ale particulelor vecine) este mai mare decît momentul de stabilitate, particula începe să alunece sau să se rostogolească pînă într-un punct unde combinația forțelor care o acționează, îi permit să intre din nou în stare de repaus. Dacă forțele ascensionale sînt mai mari decît greutatea proprie (sub apă), particula se desprinde de fundul albiei și este împinsă în sus. Cînd aceasta a atins o oarecare înălțime, forțele hidrodinamice ascensionale se micșorează și particula cade din nou. Combinația acestor mișcări orizontale și verticale are ca rezultat deplasarea particulei spre aval pînă într-un punct unde ea intră în stare de repaus pentru ca apoi să fie eventual din nou antrenată.

Ca urmare a celor de mai sus se pot distinge următoarele feluri de mișcări elementare ale particulei (Gilbert): alunecare, rostogolire, salturi, plutire. În natură se întîlnește o combinație a acestora. Conven-

țional, aluviunile care se mișcă pe fund prin alunecare, rostogolire și mici salturi se numesc *aluviuni tîrîte*, iar cele mai fine care se deplasează prin plutire și salturi mari, *aluviuni în suspensie*.

Cînd pe patul de nisip al unui rîu, viteza curentului depășește viteza critică de antrenare, primele granule mici se pun în mișcare. Unele din acestea se prind de anumite neregularități ale fundului și de ele, în continuare, altele. Se formează astfel, mici ondulații locale ale fundului albiei. Acestea perturbează curgerea și au ca urmare producerea unor noi ondulații *(rifluri)*. Dacă viteza crește ondulațiile se măresc și capătă un contur regulat, simetric. Apar așa-numitele *dune de fund*, asemănătoare dunelor de nisip formate de vînt, care încep să se deplaseze încet spre aval (fig. 2.5). Vîrtejurile cu ax orizontal care se formează în spatele dunelor opresc sau ridică în sus particulele fine, în timp ce cele mai mari cad la piciorul lor. Așa se explică fenomenul de segregație a dunelor asupra materialului de fund.

Dacă viteza curentului crește și mai mult, ondulațiile se atenuează și la un moment dat, fundul albiei devine din nou plan. În acest moment transportul aluviunilor este foarte intens. La o nouă creștere a vitezei curentului, apar alte ondulații ale fundului mult mai mari, numite *antidune*. Datorită acțiunii puternice a curentului, crestele acestora sînt atacate și erodate pe fața lor amonte. Forma rezultată creează impresia că ondulațiile se deplasează spre amonte, de unde și denumirea de *antidune*.

O nouă creștere a vitezei curentului are ca urmare o rupere completă a patului albiei.

Dacă materialul de fund este mai grosier, în loc de dune, se formează bancuri. Acestea se caracterizează printr-un raport mai mare între înălțimea și lungimea lor și printr-o viteză de deplasare spre aval ceva mai mare.

2.2.2. ÎNCEPUTUL MIȘCĂRII

Începutul mișcării aluviunilor tîrîte se caracterizează deobicei prin *efortul critic de antrenare* τ_c, prin *viteza critică* u_c sau prin *debitul specific de antrenare* q_c.

Dacă pentru granulele izolate determinarea momentului trecerii din starea de repaus la cea de mișcare nu întîmpină nici o dificultate, începutul mișcării în masă a aluviunilor este definit de diverși autori în mai multe feluri : momentul de pornire al tuturor aluviunilor de fund indiferent de diametrul lor, momentul următor antrenării a 10% din aluviunile cele mai fine etc. După unii autori, viteza critică de mișcare în masă a aluviunilor este cu circa 40% mai mare decît viteza critică de mișcare a aluviunilor izolate. Ea crește odată cu cantitatea aluviunilor transportate în suspensie de apa rîului.

Scanned with OKEN Scanner

Relația *efortului de antrenare* τ_0 la fundul albiei a fost stabilită încă din 1879 de Du Boys. Acesta presupune că forța de antrenare F pe care curentul o exercită pe perimetrul udat p al albiei de secțiune Ω într-un sector de lungime L, este egală cu componenta greutății volumului de apă respectiv după panta generală a albiei ($tg\alpha = I$). Se poate deci scrie :

$$\gamma L \Omega \sin\alpha = F;\ F = \tau_0 L p$$

$$\tau_0 = \gamma \frac{\Omega}{p} \sin\alpha \cong \gamma R I \cong \gamma h I \qquad (2.10)$$

Efortul de antrenare τ_0 se mai întîlnește și sub denumirea improprie de forță de antrenare sau de tîrîre. O altă expresie a acestuia se poate obține din relațiile :

$$\tau_0 = \gamma h I = \frac{\gamma g h I}{g} = \rho u_*^2, \text{ în care } u_* = \sqrt{g h I} = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}$$

sau

$$\tau_0 = \gamma h I = \frac{\gamma C^2 h I}{C^2} = \frac{\gamma u^2}{C^2};\ \text{deoarece } C^2 = \frac{2g}{\lambda} \text{ rezultă}$$

$$\tau_0 = \gamma \lambda \frac{u^2}{2g}. \qquad (2.11)$$

Efortul de antrenare este influențat și de turbiditatea apei. Pentru mișcarea unei aceleiași granule, apa limpede are nevoie de o forță de antrenare mai redusă decît apa încărcată cu aluviuni.

În cazul cel mai simplu al unei particule așezate izolate în curent deasupra fundului albiei (fig. 2.4), asupra acesteia acționează greutatea proprie G, o forță frontală H, o forță ascensională V și lateral și din spate sucțiuni.

Dacă f este coeficientul de frecare la fundul albiei, relația de *echilibru limită la lunecare* se poate scrie :

$$\left[K_3 d^3(\gamma_{al} - \gamma) - K_2 \gamma \frac{v_f^2}{2g} d^2\right] f = K_1 \gamma \frac{v_f^2}{2g} d^2$$

Cu $v_f = m u$ ($m = 0{,}5 \ldots 0{,}8$), viteza medie critică este :

$$u_c = a_1 \sqrt{g d} \qquad (2.12)$$

unde :

$$a_1 = \frac{1}{m} \sqrt{\frac{2 K_3 f}{(K_1 + K_2 f)} \cdot \frac{\gamma_{al} - \gamma}{\gamma}} \text{ (adimensional).}$$

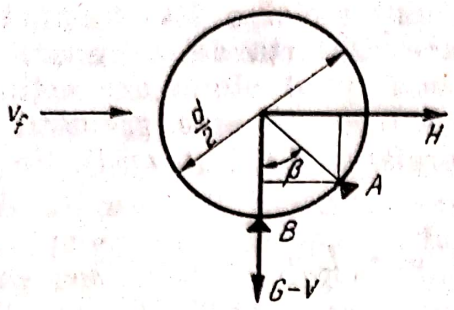


Fig. 2.6. Echilibrul limită la rostogolire.

— Condiția de *echilibru limită la ridicarea de pe fundul albiei* :

$$K_3 (\gamma_{al} - \gamma)\, d^3 \leqslant K_2 \gamma \frac{v_f^2}{2g} d^2 \qquad (2.13)$$

$$u_c = a_2 \sqrt{g\, d} \text{ cu } a_2 = \frac{1}{m} \sqrt{\frac{2 K_3}{K_2} \frac{\gamma_{al} - \gamma}{\gamma}}.$$

Condițiile de *echilibru limită la rostogolire* se pot determina mai greu, depinzînd de poziția punctelor de reazem pe granulele vecine. În cazul unei granule de diametru mediu d rezemată în punctele A și B se poate scrie (fig. 2.6) :

$$(G - V) \frac{d}{2} \sin \beta = H \frac{d}{2} \cos \beta; \quad \frac{H}{G - V} = \operatorname{tg} \beta,$$

care față de relația precedentă a echilibrului limită la lunecare $\frac{H}{G-V} = f \cong 0{,}4$, indică o stabilitate mai mare la rostogolire cînd $\beta > 22^\circ$. Dacă $\beta = 90^\circ$ (strat de granule egale așezate compact) rostogolirea nu mai este posibilă decît pentru $(G - V) < 0$, cînd forțele ascensionale produc o săltare a granulei.

Valoarea unghiului β se determină experimental pentru fiecare caz în parte.

Studiul echilibrului limită a aluviunilor izolate nu poate să dea o imagine exactă asupra stabilității fundului albiei în ansamblu. El servește mai mult ca bază teoretică de plecare, putînd avea unele utilizări directe la determinarea dimensiunilor minime ale anrocamentelor, blocurilor și a altor corpuri utilizate în regularizările de rîu.

2.2.3. RELAȚII UTILIZÎND VITEZA CRITICĂ DE ANTRENARE

Viteza critică de antrenare a unei particule izolate se poate calcula conform celor precedente cu o relație de forma :

$$u_c = a_1 \sqrt{g\, d} \quad (a_1 \sim 5 \ldots 5{,}8;\ d, \text{ în m},\ u_c \text{ în m/s}),$$

Deoarece $G=A\,d^3$ și $d=B\,u_c^2$, rezultă

$$G = D\,u_c^6 \tag{2.14}$$

Această expresia, cunoscută în literatură sub denumirea de *legea lui Airy*, explică de ce la o creștere relativ redusă a vitezei, curenții care mai înainte transportau numai aluviuni fine, pot transporta pietriș grosier și bolovani. Cercetările mai recente au arătat că legea lui Airy este valabilă numai pentru aluviuni cu dimensiuni relativ mari : $\frac{h}{d} \leqslant 10$.

M. A. Velicanov a stabilit relația de echilibru limită a unei particule izolate ($d=0{,}1...5$ mm) pe baza condiției la rostogolire :

$$u_c = 3{,}14\sqrt{15\,d_m + 0{,}006} \quad (d_m, \text{ în } m,\ u_c, \text{ în m/s}) \tag{2.15}$$

Din relație rezultă că dacă $u_c = 0{,}24$ m/s, $d=0$, adică nu se deplasează nici cele mai mici granule. Aceasta se poate explica prin aceea că în imediata apropiere a fundului, vitezele fiind foarte mici, legea rezistențelor pătratice nu mai poate fi aplicată. Relația se poate folosi numai în anumite condiții.

Stabilitatea de ansamblu a unui strat de aluviuni omogene a fost studiată de I. I. Lévi. În locul presiunilor frontale se ia în considerare efortul tangențial de antrenare exercitat la partea superioară a stratului de aluviuni. Forțele ascensionale se presupun proporționale cu u_f^2. Dacă se notează cu :

ω — suprafața proiecției orizontale a granulei :
n — numărul granulelor de diametru mediu d_m pe unitatea de suprafață : $n=\frac{1}{\omega}\,m$ (m, coeficient de compactitate) ;
c — raportul dintre suprafața pe care acționează forța ascensională și suprafața totală ω ;
λ — coeficient de rezistență hidraulică ;
f — coeficient de frecare sub apă a pământului necoeziv.

Greutatea stratului superficial de aluviuni sub apă este $G=md_m(\gamma_{al}-\gamma)$, iar efortul de antrenare la fund

$\tau_0 = \gamma\,\lambda\,\frac{u^2}{2g}$. Dacă $u_f = \alpha\,u$ ($\alpha = 0{,}5...0{,}8$);

$$\tau_0 = \gamma\,\lambda\,\frac{u_f^2}{2\alpha^2 g}. \tag{2.16}$$

Ecuația de echilibru este în acest caz :

$$f\left[m\,d_m(\gamma_{al}-\gamma) - K_a\,\gamma\,m\,c\,\frac{u_f^2}{2g}\right] \geqslant \gamma\,\lambda\,\frac{u_f^2}{2\alpha^2 g}.$$

Scanned with OKEN Scanner

Rezultă viteza critică de fund :

$$v_{cf} = \sqrt{g\, d_m \frac{2(\gamma_{al} - \gamma)\, fm}{\gamma\left(\frac{\lambda}{\alpha^2} + K_a\, c\, f\, m\right)}}, \qquad (2.17)$$

cu

$a = \alpha\sqrt{\frac{2(\gamma_{al} - \gamma)}{\gamma} f m}$ viteza medie critică este :

$$u_c = a\sqrt{g\, d_m}\, \frac{1}{\sqrt{\lambda + K_a\, c\, f\, m\, \alpha^2}} \qquad (2.18)$$

Plecînd de la constatarea că atît λ cît și K_a și α din expresia de mai sus sînt funcții de rugozitatea relativă a albiei, se poate scrie sub formă generală :

$$u_c = a_1\sqrt{g\, d_m}\, \mathrm{f}\left(\frac{R}{d_m}\right) \qquad (2.19)$$

În cazurile practice pentru determinarea vitezei critice de antrenare în masă, se pot utiliza relațiile lui I. I. Lévi pentru materiale neomogene :

$$u_c = 3{,}2\sqrt{g\, d_m}\, \lg\left(\frac{h}{7\, dm}\right)\left(\frac{d_{max}}{d_m}\right)^{1/7} \text{ [m/s] pentru } \frac{h}{d_m} > 60 \qquad (2.20)$$

$$u_c = 1{,}4\sqrt{g\, d_m}\left(1 + \ln\sqrt{\frac{h}{7\, d_m}}\right)\left(\frac{d_{max}}{d_m}\right)^{1/7} \text{ [m/s] pentru}$$

$$10 \leqslant h/d_m < 60 \ (h,\ d,\ \text{în m}) \qquad (2.21)$$

Dacă materialul este foarte neuniform, se poate utiliza relația lui Goncearov :

$$u_c = 1{,}4\sqrt{g\, d_m}\left(\frac{d_m}{d_{max}}\right)^{1/n} \lg\frac{12\, R}{d_{90\%}} \text{ [m/s]} \qquad (2.22)$$

Relație valabilă în domeniul rezistențelor patratice cu $d_m > 1{,}5$ mm și $d_m/h \leqslant 1/5\,000$. (R și d în m) ; $n = 8...10$.

În intervalul 0,25 mm$< d <$1,5 mm,

$$u_c = 35\, d_m^{0,25}\left[\lg\left(7{,}5\,\frac{h}{d_m}\right) - 6\, d_m\right] \text{ [cm/s]}, \ (h \text{ și } d \text{ în mm}). \qquad (2.23)$$

V. N. Goncearov luînd în considerare greutatea proprie a particulelor, forța orizontală de antrenare a curentului și forța ascensională și presupunînd o repartiție logaritmică a vitezelor în apropierea fun-

Tabelul 2.2

Vitezele limită de antrenare u_{01} ($h = 1{,}00$ m)

A. *Terenuri necoezive*

Nr. crt.	Denumirea terenului (omogen)	Dimensiunile particulelor, în mm	u_{01}, în m/s
1	Praf și mîl	0,005... 0,05	0,15...0,21
2	Nisip fin	0,05 ... 0,25	0,21...0,32
3	Nisip mijlociu	0,25 ... 1,0	0,32...0,57
4	Nisip grosier	1,0 ... 2,5	0,57...0,65
5	Prundiș mărunt	2,5 ... 5	0,65...0,80
6	Prundiș mijlociu	5 ... 10	0,80... 1,0
7	Prundiș grosier	10 ... 15	1,0 ... 1,2
8	Pietriș mărunt	15 ... 25	1,2 ... 1,4
9	Pietriș mijlociu	25 ... 40	1,4 ... 1,8
10	Pietriș mare	40 ... 75	1,8 ...2,4
11	Bolovani mici	75 ... 100	2,4 ...2,8
12	Bolovani mijlocii	100 ... 150	2,8 ...3,4
13	Bolovani mari	150 ...200	3,4 ...3,9
14	Bolovăniș	200	3,9

B. *Terenuri coezive*

Nr. crt.	Pămîntul	Conținutul de particule, %		Caracteristica terenurilor			
				puțin compacte	mijlocii	compacte	f. compacte
				Porozitate			
				1,2	1,2...0,6	0,6 ..0,3	0,3...0,2
		0,005 mm	0,005... 0,05 mm	Greutatea volumetrică			
				≤11,8 kN/m³ (≤1,2 tf/m³)	11,8...16,3kN/m³ (1,2.. 1,66 tf/m³)	16,3...20,0kN/m³ (1,66...2,04tf/m³)	20,0...21,0kN/m³ (2,04...2,14tf/m³)
1	Argile	30...50	50...70	—	—	—	—
2	Argile nisipoase grele	20...30	70...80	—	—	—	—
3	Argile nisipoase ușoare	10...20	80...90	0,40	0,85	1,2	1,7
4	Loessuri tasate	—	—	0,32	0,70	1,0	1,3
5	Nisip argilos	5... 10	20...40	ca la terenuri necoezive			
6	Sol vegetal și mîl cu resturi organice nedescompuse	—	—	ca și pentru praf și mîl			

dului albiei, stabilește relația de echilibru limită prin condiția de rostogolire. Pentru stabilitatea absolută a particulelor, valoarea limită a vitezei este :

$$u_{ca} = \lg \frac{8{,}8\,h}{d_{90}} \sqrt{\frac{2\,g\,d_m}{3{,}50} \frac{\gamma_{al} - \gamma}{\gamma}} \quad [\text{m/s}] \ (h \text{ și } d, \text{ în m}). \tag{2.24}$$

Desprinderea particulelor de pe fundul albiei începe să se producă (datorită forței ascensionale) la valori cu circa 40% mai mari ale vitezei de fund ; deci viteza critică inițială

$$u_{ci} = 1{,}4\ u_{ca}. \tag{2.25}$$

G. N. Şamov propune pentru viteza critică inițială (de la care începe desprinderea particulelor) relația :

$$u_{ci} = 6{,}0\ d^{1/3} h^{1/6} \quad [\text{m/s}]. \tag{2.26}$$

Hidroenergoproiect (U. R. S. S.) recomandă valorile vitezelor critice u_{01} din tabelele 2.2 și 2.3, (stabilite pentru h=1 m). Aceste valori pot fi utilizate și pentru alte adîncimi de apă așa cum rezultă din dezvoltările de mai jos :

$$u_c = C\sqrt{R\,I}; \quad \tau_c = \gamma\,R\,I; \quad C = \frac{1}{n} R^{0,2},$$

$$u_c = \frac{1}{n} R^{0,2} \left(\frac{\tau_c}{\gamma}\right)^{0,5}. \tag{2.27}$$

Pentru $R \cong h = 1$ m

$$u_{01} = \frac{1}{n} \left(\frac{\tau_c}{\gamma}\right)^{0,5} \tag{2.28}$$

$$u_c = u_{01}\,R^{0,2} \quad [\text{m/s}] \ (R, \text{ în m}). \tag{2.29}$$

Tabelul 2.3

Vitezele limită de antrenare u_{01} pentru particule izolate

Diametrul particulelor mm	u_{01} m/s	Diametrul particulelor mm	u_{01} m/s	Diametrul particulelor mm	u_{01} m/s
10	0,83	42	1,38	65	1,69
15	0,86	44	1,41	70	1,73
20	0,90	46	1,44	75	1,76
25	0,98	48	1,47	80	1,80
30	1,04	50	1,50	85	1,84
32	1,11	52	1,54	90	1,88
34	1,17	54	1,56	95	1,91
36	1,24	56	1,59	100	1,95
38	1,29	58	1,62	150	2,40
40	1,35	60	1,65	200	2,60

Scanned with OKEN Scanner

Datele din tabele sînt valabile atît timp cît apa conține materii coloidale (sub 0,005 mm) în suspensie într-o proporție mai mică decît 1‰ din greutatea sa. Cînd conținutul de materii coloidale este cuprins între 1 și 25‰, cifrele din tabelul 2.2, trebuie sporite în funcție de diametrul aluviunilor de fund în proporția p :

$d=$ 0,05... 2,50	mm	$p=25...65\%$
2,5 ... 15	mm	10...45%
15 ...200	mm	0...25%

Pentru terenuri coezive trebuie să se țină seama și de porozitatea acestora.

2.2.4. RELAȚII UTILIZÎND EFORTUL CRITIC DE ANTRENARE

Un alt grup de relații exprimă echilibrul limită a particulelor de fund în funcție de efortul critic de antrenare τ_c.

După Du Boys

$$\tau_c = A(\gamma_{al} - \gamma)d \quad (d, \text{ în m}). \tag{2.30}$$

H. Krey a propus pentru coeficientul A valoarea 0,076 ($d \geqslant 6$ mm), iar E. Meyer-Peter 0,03 pentru începutul absolut al mișcării și 0,047 pentru mișcarea în masă ; Du Boys 0,064.

A. Shields, plecînd de la lucrările predecesorilor săi Kramer și Cassey a executat numeroase cercetări de laborator pentru determinarea valorii coeficientului A. Materialele experimentale au fost de diverse greutăți specifice și de diferite diametre (d=0,4...5 m). Fiecare experiență s-a executat numai cu particule de același diametru.

A. Shields a definit începutul mișcării prin valorile debitelor lichide și vitezelor medii obținute prin extrapolarea curbei debitului solid tîrît pînă la valoarea zero a acestuia.

Considerînd echilibrul limită al unei particule sferice de pe fundul albiei sub acțiunea presiunilor frontale exercitate de curent și a greutății proprii și aplicînd teoria curgerii în albii rugoase, Shields găsește :

$$\frac{\tau_c}{(\gamma_{al} - \gamma)\, d} = f_1\left(\frac{d\, u_*}{\upsilon}\right) = f_2\left(\frac{d\sqrt{\tau_{0/\rho}}}{\upsilon}\right).$$

Valorile lui τ_c se pot deduce din graficul întocmit de A. Shields. În acest grafic se pot distinge patru zone :

— *zona I* în care pentru diametre de particule foarte mici $\frac{d u_*}{\nu} \leqslant 2$, stratul laminar este mai mare decît diametrul granulei și fundul se va comporta ca un fund neted. În acest caz :

$$\tau_c = \rho^{1/3}\, [0{,}1\, \upsilon(\gamma_{al} - \gamma)]^{2/3}; \tag{2.31}$$

— *zona II* în care grosimea stratului laminar atinge mărimea diametrului particulei și $\frac{du_*}{\nu} \leqslant 10$. În acest caz:

$$\frac{\tau_c}{(\gamma_{al} - \gamma)d} \cong 0{,}03; \tag{2.32}$$

— *zona III* în care particula se găsește parțial în cîmpul turbulent al curentului;

— *zona IV* în care particula se găsește complet în cîmpul turbulent. În acest caz:

$$\frac{\tau_c}{(\gamma_{al} - \gamma)\, d} = 0{,}06 \left(\text{raport constant pentru } \frac{d\, u_*}{\upsilon} > 10^3\right) \tag{2.33}$$

Pentru particule mai grosiere se poate lua aproximativ:

$$\tau_c = 0{,}98d\ [\text{N/m}^2]\ (d, \text{în mm}). \tag{2.34}$$

I. Bogardi [10] a întocmit pentru aluviuni uniforme diagrama din figura 2.7 din care se poate deduce starea de repaus sau mișcare, precum și diferite forme ale fundului în funcție de diametrul d al particu-

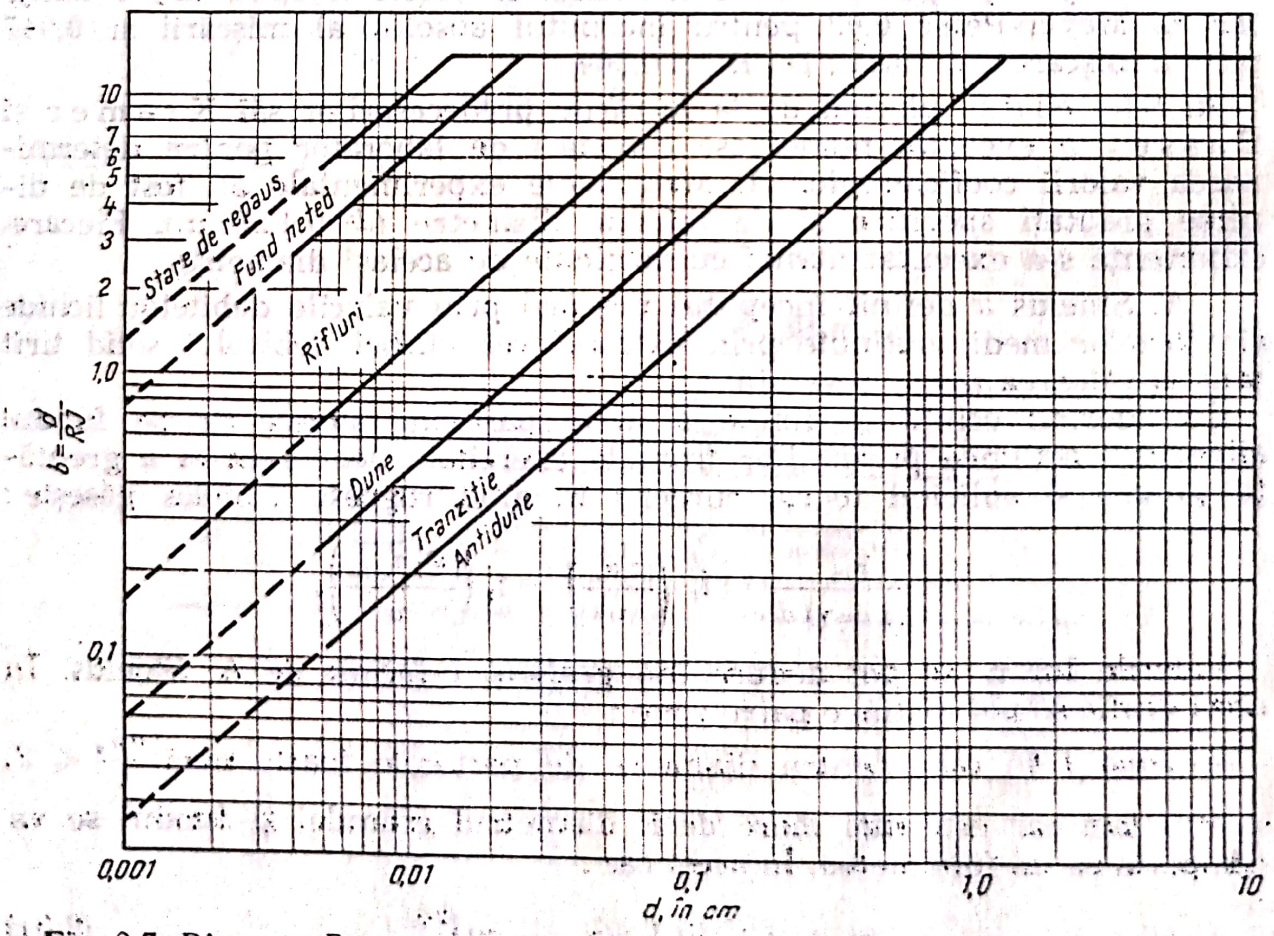


Fig. 2.7. Diagrama Bogardi pentru determinarea formei suprafeței fundului albiei.

lelor și parametrul adimensional $b=\alpha\frac{d}{R\,I}$. Factorul de corecție $\alpha=\frac{\gamma_{al}-\gamma}{1{,}65\,\gamma}$ se introduce numai în cazul $\gamma_{al}\neq 26$ kN/m³.

De fapt parametrul $b=\alpha\frac{d}{R\,I}$ nu reprezintă decît inversul termenului $\frac{\tau_c}{(\gamma_{al}-\gamma)\,d}$ din expresia lui Shields, arătată mai înainte, în care s-a înlocuit $\tau_c=\gamma\,R\,I$ și $\frac{\gamma_{al}-\gamma}{\gamma}=1{,}65$.

USWES (United States Waterways Experiment Station, Wicksburg) face în studiile sale primele menționări despre faptul că efortul critic de antrenare atinge uneori valori mai mari la aluviunile tîrîte fine (d=0,2...0,35 mm) decît la material mai grosier, ca urmare a creșterii rugozității prin apariția ondulațiilor de fund (rifluri, dune etc.).

White a studiat problema începutului mișcării aluviunilor tîrîte atît în curgerea laminară, cît și în cea turbulentă. Pentru acest din urmă caz ($Re_*>3{,}5$) introducînd în calcul și unghiul de frecare interioară φ a materialului aluvionar sub apă, a propus relația :

$$\tau_c=\beta\frac{\pi}{6}(\gamma_{al}-\gamma)\,d\,\mathrm{tg}\,\varphi\ (d,\text{ în m}). \qquad (2.35)$$

Experiențele pe care le-a întreprins cu granule de nisip de diferite diametre și compactități (d=0,9...5,6 mm și β=0,3...0,6) au arătat că pulsațiile de viteză u' în cazul turbulenței depline, pot atinge valoarea vitezei medii temporale $\bar{u}$, deci $u=\bar{u}+u'=2\,\bar{u}$. Deoarece presiunile sînt proporționale cu $\bar{u}^2$, pentru siguranță, valoarea τ_0 calculată cu relația de mai sus, trebuie împărțită cu 4.

Kalinske folosește pentru caracterizarea începutului mișcării aluviunilor o relație similară cu cea a lui White. Ecuația stabilită pentru un material uniform și $Re_*=\frac{d\,u_*}{\nu}>3$

$$\tau_c=\frac{\alpha\,m\,(\gamma_{al}-\gamma)\,d\,\mathrm{tg}\,\varphi}{6}\ (d,\text{ în m}), \qquad (2.36)$$

α este un coeficient care ține seama de faptul că rezultanta eforturilor tangențiale se găsește deasupra centrului de greutate al particulei ;

m — coeficient de compactitate a așezării granulelor pe fund $n=\frac{1}{\pi/d^2}\,m$ (n — numărul granulelor pe unitatea de suprafață); $m\leq 1$.

Numitorul expresiei a fost obținut în felul următor : 1/2 pentru acțiunea forței hidrodinamice ascensionale care nu a fost luată în considerare de White, 1/3 pentru pulsațiile de viteză (dacă $u'=0{,}75\,\bar{u}$, $u=\bar{u}+u'=1{,}75\,\bar{u}$, $u^2\sim 3\,\bar{u}$).

Conform rezultatelor experimentale produsul $\alpha m \sim 0{,}34$ (constant).

I. Pantelopulos a efectuat una din cele mai complicate analize ale începutului mișcării aluviunilor. Utilizînd rezultatele obținute de White și Kalinske, el deduce τ_c din condiția de stabilitate la rostogolire. În calcule introduce componenta orizontală a vitezei momentane u și pulsațiile vitezei verticale v'. Forțele care acționează o particulă sînt:

forța de antrenare orizontală în sensul curgerii

$$\overline{H} = C_H A \gamma \frac{\pi d^2}{4} \frac{u^2}{2g}$$

forța hidrodinamică ascensională și cea datorită acțiunii pulsațiilor verticale v'

$$V = C_V A \gamma \frac{\pi d^2}{4} \frac{u^2}{2g} + C'_V B \gamma \frac{\pi d^2}{4} \frac{v'^2}{2g}$$

greutatea granulei $G = C(\gamma_{al} - \gamma) \frac{\pi d^3}{6}$

în care:

A, B sînt coeficienții de formă ai granulei în sens orizontal, respectiv vertical;

C_H, C_V, C'_V — coeficienții de rezistență în sens orizontal, respectiv vertical;

C este coeficientul de volum al particulei.

Condiția de stabilitate la rostogolire este:

$\overline{H} \leqslant (G - V)\, \mathrm{tg}\beta$, care pentru începutul mișcării ia forma $H_{max} \leqslant (G - V_{max})\, \mathrm{tg}\,\beta$. Dacă se împarte cu $\overline{H}$ și se notează

$\frac{H_{max}}{\overline{H}} = a^2$ și $\frac{V_{max}}{\overline{H}} = b^2$ se obține:

$$\overline{H} \leqslant C(\gamma_{al} - \gamma) \frac{\pi d^3}{6} \frac{\mathrm{tg}\,\beta}{a^2 + b^2\, \mathrm{tg}\,\beta}$$

$$a^2 = \frac{H_{max}}{\overline{H}} = \frac{u^2_{max}}{\overline{u}^2};$$

$$b^2 = \frac{V_{max}}{\overline{H}} = \frac{C_V}{C_H} \frac{u^2_{max}}{\overline{u}^2} + \frac{C'_V}{C_H} \frac{B}{A} \frac{v'_{max}}{\overline{u}^2}.$$

Dacă se notează cu $S_u = \frac{u_{max} - \overline{u}}{\sigma_u}$ și $S_{v'} = \frac{v'_{max} - \overline{v}'}{\sigma_{v'}} = \frac{v'_{max}}{\sigma_{v'}}$ amplitudinile relative ale componentei orizontale a vitezei momentane u, respectiv ale pulsației vitezei verticale v', cu

$$K_u = \frac{\sigma_u}{\overline{u}} \text{ și } K_{v'} = \frac{\sigma_{v'}}{\overline{u}}$$

intensitatea relativă a celor două viteze u și v', relațiile precedente devin:

$$a^2 = (1 + S_u K_u)^2;\quad b^2 = \frac{C_v}{C_H}(1 + S_u K_u)^2 + \frac{C'_v}{C_H}\frac{B}{A} S_v^2 K_v^2.$$

În relațiile de mai sus $\sigma_u = \sqrt{\frac{\Sigma(u-\overline{u})^2}{n}}$ este abaterea medie pătratică a vitezei momentate u, respectiv a pulsației vitezei v'.

Dacă pe unitatea de suprafață a fundului se găsesc n granule $n = \frac{1}{\omega} m$ (m fiind coeficientul de compactitate, $\omega = \frac{\pi d^2}{4}$), ecuația de echilibru limită devine :

$$\tau_c = \overline{H}\, n = \frac{2}{3} C\, m\, (\gamma_{al} - \gamma)\, \frac{\operatorname{tg}\beta}{a^2 + b^2 \operatorname{tg}\beta} d \qquad (2.37)$$

Relația este valabilă pentru material omogen. Ea constituie o bază bună pentru cercetările teoretice și experimentale ale fenomenului, însă în aplicarea practică prezintă numeroase dificultăți care apar mai ales la determinarea parametrilor turbulenței (S, K, σ).

E. Meyer-Peter a elaborat în laboratorul hidrotehnic din Zürich unul din studiile cele mai complexe și bine fundamentate asupra începutului mișcării și transportului aluviunilor. El a urmărit, ca pe baza cercetărilor de laborator efectuate, să determine relații omogene din punct de vedere dimensional, care să satisfacă și legea de similitudine Froude, astfel ca să fie posibilă extrapolarea rezultatelor obținute și în natură.

Pentru începutul absolut al mișcării aluviunilor, Meyer-Peter recomandă o relație de tipul : $\tau_0 = \tau_c$

$$\gamma \left(\frac{k_1}{k_2}\right)^{3/2} R_{al}\, I = A\, (\gamma_{al} - \gamma)\, d_m \qquad (2.38)$$

în care :

$$k_1 = \frac{u}{R^{2/3} I^{1/2}} \text{ și } k_2 = \frac{26}{\sqrt[6]{d_{90}}} \left(\text{după formula Strickler } u = 26 \left(\frac{R}{d}\right)^{1/6} \sqrt{RI}\right);$$

k_1 reprezentînd rugozitatea generală a albiei inclusiv denivelările, ondulațiile, bancurile ;

k_2 — rugozitatea materialului de fund, albia fiind presupusă plană ;

R_{al} — raza hidraulică a secțiunii prin care se face transportul solid de fund :

$$R_{al} = \frac{Q_{al}}{Q} h,\quad Q_{al} = \frac{k_0^{3/2}}{2 h k_1^{3/2} + B k_2^{3/2}} u_{al}$$

Q_{al} și Q — fiind debitul de apă corespunzător secțiunii prin care se face transportul materialului tîrît, respectiv debitul de apă al întregii secțiuni ;

B și h — lățimea și adîncimea medie a albiei ;

k_0 — rugozitatea pereților (malurilor) ;

A — coeficient ; la începutul absolut al mișcării $A=0{,}03$, în timpul transportului $A=0{,}047$.

Se observă că dacă $k_1=k_2$ și $R_{al}=R$ se obține relația cunoscută a lui Du Boys $\tau=\gamma h\ I$. Al doilea membru al relației (2.38) reprezintă expresia lui τ_c, după același autor.

Bureau of Reclamation U.S.A. recomandă pentru practică valorile τ_c din tabelul 2.4.

Tabelul 2.4

Valorile efortului de antrenare critic τ_c pentru albii rectilinii necoesive

Diametrul mediu al particulelor mm	Albie de nisip: τ_c în N/m² (kgf/m²)			Albie de pietriș	
	Fără suspensii	Turbiditate redusă	Turbiditate mare	d_{75} mm	τ_c N/m² (kgf/m²)
0,1	1,18 (0,12)	2,36 (0,24)	3,83 (0,39)	10	8,62 (0,88)
0,3	1,37 (0,14)	2,45 (0,25)	4,02 (0,41)	20	15,00 (1,53)
0,5	1,47 (0,15)	2,55 (0,26)	4,21 (0,43)	30	24,00 (2,45)
1,0	2,45 (0,25)	2,94 (0,30)	4,41 (0,45)	40	32,30 (3,30)
2,0	2,94 (0,30)	3,83 (0,39)	5,89 (0,59)	50	38,70 (3,94)
3,0	3,83 (0,39)	4,80 (0,49)	6,27 (0,64)	70	58,90 (5,90)
5,0	7,25 (0,74)	8,16 (0,83)	8,34 (0,85)	100	82,40 (8,40)

Notă: d_{75} — 75% din particule în greutate au diametre mai mici.
Pentru albii sinuoase valorile din tabel se reduc cu 10% pentru sinuozități mici, cu 25% pentru sinuozități mijlocii și cu 40% pentru sinuozități mari.

2.2.5. RELAȚII UTILIZÎND DEBITUL SPECIFIC CRITIC DE ANTRENARE

Debitul specific critic q_c este debitul de la care începe mișcarea aluviunilor de fund. Dintre relațiile utilizate se poate cita cea a lui E. Meyer-Peter:

$$q_c = 0{,}0592 \left(\frac{d_{35}}{l}\right)^{3/2} \quad [\mathrm{m^3/sm}]\ (d, \text{ în m}) \tag{2.39}$$

Relația M. Favre este de același tip, diferind numai prin coeficientul numeric care este 0,06834.

În principiu relații utilizînd debitul specific critic se pot obține din oricare din relațiile precedente care dau viteza sau efortul critic de antrenare. Dacă debitul specific critic este $q = \frac{1}{n} I^{1/2} h^{5/3}$ $\left(C = \frac{1}{n} h^{1/2}\right)$, efortul critic de antrenare $\tau_c = 0{,}06(\gamma_{al} - \gamma)d_m$ (Shields), $n = 0{,}0166\ d_m$ (Chang), din egalitatea $\tau_c = \tau_0 = \gamma h I$, se obține $h = 0{,}06 \frac{\gamma_{al} - \gamma}{\gamma} \frac{d}{I}$ și

$$q_c = 0{,}6 \frac{d_m^{3/2}}{I^{7/6}} \text{ [m}^3\text{/sm]} \quad (d, \text{ în m}) \quad \text{(A. Schoklitsch)} \qquad (2.40)$$

2.3. TRANSPORTUL ALUVIUNILOR DE FUND

2.3.1. RELAȚII UTILIZÎND EFORTUL CRITIC DE ANTRENARE

Du Boys (1879) împarte masa aluviunilor în mișcare în straturi de grosimi egale cu diametrul mediu d și presupune că viteza acestor straturi, care se pot mișca independent, variază linear. Acoperitor se poate presupune că stratul inferior are viteza zero, iar cel superior viteza $(n-1)\Delta v$, cu $\Delta v = \frac{v_f}{n}$ (fig. 2.8). În acest caz, debitul specific solid de fund (tîrît) are valoarea :

$$g_f = \gamma_{al}[0 + \Delta v + 2\Delta v + \ldots + (n-1)\Delta v]d = \gamma_{al} \frac{n(n-1)}{2} d\,\Delta v \qquad (2.41)$$

Dacă se presupune aceeași distribuție lineară și pentru efortul de antrenare τ_0 care acționează la nivelul fundului albiei $\frac{\tau_0}{n} = \tau_c$, τ_c fiind efortul necesar (critic) pentru antrenarea stratului care se mișcă cu viteza v. Ecuația precedentă devine :

$$g_f = \gamma_{al} \frac{\Delta v}{2} \frac{\tau_0}{\tau_c} \left(\frac{\tau_0}{\tau_c} - 1\right) d = \frac{\gamma_{al}\,\Delta v\, d}{2\tau_c^2} \tau_0(\tau_0 - \tau_c) =$$

$$= B\,\tau_0(\tau_0 - \tau_c) \qquad (2.42)$$

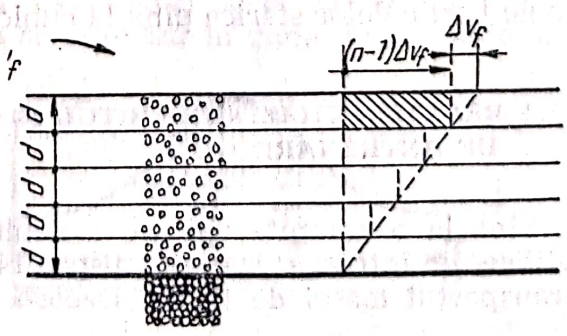


Fig. 2.8. Transportul aluviunilor în straturi (Du Boys).

Relaţia se utilizează astăzi uneori la rîurile de munte cu un pat aluvionar gros, alcătuit din material grosier uniform. Ea prezintă mai mult un interes teoretic, întrucît majoritatea relaţiilor utilizînd efortul critic de antrenare sînt funcţie de $(\tau_0 - \tau_c)$.

U. S. W. E. S. admite o variaţie exponenţială a diferenţei $(\tau_0 - \tau_c)$

$$g_f = \frac{1}{K\,n}(\tau_0 - \tau_c)^n \qquad (2.43)$$

în care n este coeficientul de rugozitate după Manning şi K un coeficient.

Deşi exprimarea debitului tîrît în funcţie de coeficientul de rugozitate pare justificată teoretic, ea este în contradicţie cu unele rezultate experimentale şi măsurătorile în natură (măsurătorile de pe Rin).

E. Meyer-Peter a propus o serie de relaţii pentru debitul tîrît de fund. Dintre acestea se poate menţiona :

$$\gamma \frac{Q_{al}}{Q}\left(\frac{k_1}{k}\right)^{3/2} h\, I = \gamma\left(\frac{k_1}{k_2}\right)^{3/2} R_{al}\, I =$$

$$= 0{,}047\,(\gamma_{al} - \gamma)d_m + B\left(\frac{\gamma}{g}\right)^{1/3} g_f'^{2/3} \qquad (2.44$$

în care :

k_1, k_2, Q_{al}, Q, R_{al} corespund notaţiilor de la paragraful 2.2.5 ;

$B=0{,}25$ coeficient ; pentru funduri nisipoase $B=0{,}22$;

$K=\frac{k_1}{k_2}$; $K=0{,}5$ pentru funduri puternic ondulate, $K=1$ pentru funduri plane ;

g_f' — debitul specific tîrît cîntărit în apă ; $g_f' = g_f \frac{\gamma_{al} - \gamma}{\gamma_{al}}$

Relaţia Meyer-Peter pentru transportul aluviunilor este tot de forma $g_f = a(\tau_0 - \tau_c)$. Ea rezultă din ecuaţia începutului mişcării $\tau_c = A(\gamma_{al} - \gamma)d_m$

Relaţia Meyer-Peter şi coeficienţii săi au fost verificaţi în ultimii ani atît în natură cît şi în laborator. Ea dă rezultate bune atît la rîuri de şes, cît şi pentru cele de deal şi munte, pentru albii plane sau puternic vălurite, material necoeziv uniform sau neuniform. Limitele de aplicabilitate sînt : pante 1,5...20‰ (cu rezultate satisfăcătoare pînă la 60‰) diametre 0,8...30 mm, adîncimi de apă 0,1...1,2 m, debite specifice 0,002...2 m^3/s m, greutăţi specifice ale aluviunilor foarte variate, formele particulelor sferice pînă la cubice.

2.3.2. RELAŢII UTILIZÎND DEBITUL ŞI VITEZA CRITICĂ DE ANTRENARE

Pînă la o anumită valoare a debitului lichid Q_c — *debitul critic*, rîul utilizează întreaga energie disponibilă pentru învingerea frecărilor şi transportul masei de lichid. Deoarece transportul aluviunilor de fund nu

începe decît pentru debite $Q>Q_c$, rezultă că debitul tîrît este o funcție de $(Q—Q_c)$.

Gilbert în urma unor cercetări efectuate încă din 1909 a propus pentru debitul solid tîrît funcții exponențiale de tipul :

$$G = f_1(Q - Q_c)^n; \quad G = f_2(I - I_c)^m \text{ și } G = f_3\left(\frac{1}{d_m} - \frac{1}{d_c}\right)^p$$

unde : I_c este panta hidraulică corespunzătoare debitului critic, iar d_m și d_c sînt diametrele medii ale materialului de fund, respectiv ale materialului antrenat (diametrul critic).

A. Schoklitsch (1943) propune pentru debitul tîrît specific g_f și pentru debitul tîrît al întregii albii G relațiile :

$$g_f = 25I^{3/2}(q - q_c) \quad [\text{kN/sm}];$$

$$G = 25\, I^{3/2}\left(Q - 0{,}6\, b\, \frac{d_{40}^{3/2}}{I^{7/6}}\right) \quad [\text{kN/s}] \qquad (2.45)$$

unde b este lățimea albiei, în care este posibil transportul aluviunilor tîrîte, și a cărei întindere variază în funcție de debitul Q. Cu ajutorul acestei relații care a fost verificată și de măsurătorile efectuate pe Dunăre și Aar se poate determina și stocul anual de aluviuni tîrîte.

Dacă se cunoaște curba debitelor (fig. 2.9) și dacă q_c este debitul specific limită la care începe transportul aluviunilor tîrîte, suprafața hașurată în figură reprezintă volumul lichid scurs prin secțiunea considerată în timpul unui an, care a transportat materialul tîrît. Stocul tîrît anual va avea deci expresia :

$$G_{anual} = 25I^{3/2}\,\Sigma\,(Q - bq_c) \quad [\text{kN/an}] \qquad (2.45)$$

V. N. Goncearov introduce în calcul parametrul φ al turbulenței curentului, pe care îl definește ca raportul între viteza de cădere a particulelor aluvionare în curentul turbulent considerat ω_t și mărimea hidraulică ω (căderea în apă liniștită) $\varphi = \omega_t/\omega$. Pentru particule cu $d_m>1{,}5$ mm, căderea în apă liniștită se situează în domeniul turbulent (viteze mari, regimul patratic al vitezelor) deci $\omega=\omega_t$ și $\varphi=1$. Pentru $0{,}15 \text{ mm} < d_m < 1{,}5$ mm căderea se situează în zona de tranziție și

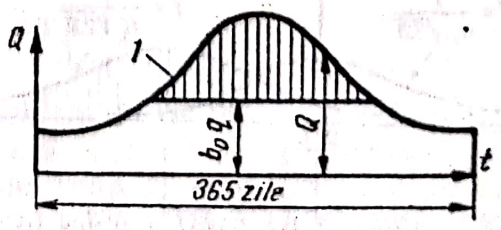


Fig. 2.9. Curba debitelor (*1*) și stocul lichid $\Sigma\,(Q - b_0 g_c)$ care poartă aluviuni tîrîte (*2*).

$\varphi=1...7$ (corespunzător diametrelor 1,5 mm și 0,15 mm). Pentru particule fine $d<0{,}15$ mm (zona laminară) $\varphi>7$. Relația propusă de Goncearov este :

$$g_f = \frac{1+\varphi}{50}\left(\frac{u^3}{u_c^3}-1\right)(u-u_c)d_m \quad [\text{kN/sm}] \tag{2.46}$$

Introducerea unui factor al turbulenței și mai ales definiția lui, arată că Goncearov ca și mulți alți cercetători sovietici (de exemplu Velicanov) nu consideră că între transportul în suspensie și cel tîrît pe fund ar fi o limită efectivă, ci că o formă poate trece treptat în cealaltă.

I. I. Lévi presupune că aluviunile în mișcare alcătuiesc un strat mobil și că debitul tîrît este proporțional cu numărul N, diametrul d_m și greutatea specifică aparentă a particulelor :

$$g_f = (\gamma_{al}-\gamma)(u-u_c)\,N\,d_m.\ \text{Dacă}\ N=\alpha\frac{1}{\omega}\left(\frac{u}{u_c}\right)^p,$$

ω fiind suprafața în plan a particulei, pe baza datelor experimentale se obține :

$$g_f = 0{,}12\left(\frac{u}{u_c}\right)^3 d\,(u-u_c)\left(\frac{d}{h}\right)^{0{,}33} \quad [\text{kN/sm}] \tag{2.47}$$

G. I. Șamov a propus o relație analoagă :

$$g_f = 9{,}5\,d_m^{0{,}5}\left(\frac{u}{u_s}\right)^3(u-u_s)\left(\frac{d_m}{h}\right)^{0{,}25} \quad [\text{N/sm}] \tag{2.48}$$

în care :

u_s este viteza critică de neantrenare (stabilitate absolută) $u_s=\frac{u_{ci}}{1{,}2}$, u_{ci} este viteza de sedimentare în curent, considerată egală cu viteza critică inițială.

M. A. Velicanov presupune că saltul particulelor se produce atunci cînd forțele hidrodinamice ascensionale depășesc greutatea aparentă. Plecînd de la viteza critică corespunzătoare $u_c=a\sqrt{g\,d}$ și luînd în considerație și efectele turbulenței, Velicanov determină (fig. 2.10) probabilita-

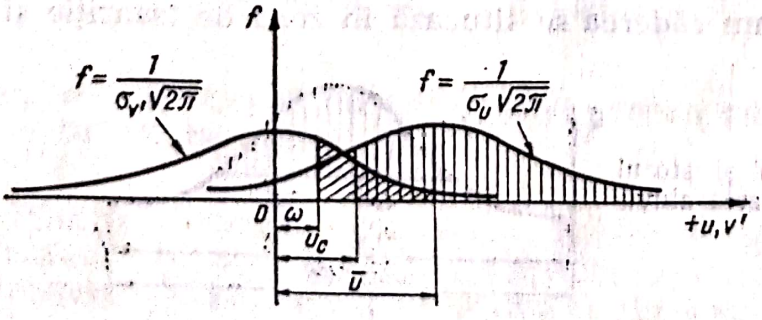


Fig. 2.10. Curbele de frecvență a vitezelor momentane u, a vitezelor verticale de pulsație v' și probabilitățile dislocării și transportului unei particule (suprafețele haşurate).

tea η ca particula să se pună în mișcare ($u > u_c$). Admițînd legea distribuției normale :

$$\eta = \frac{1}{\sigma_u \sqrt{2\pi}} \int_{u_c}^{+\infty} e^{-\frac{(u-\bar{u})^2}{2\sigma_u^2}} du$$

și înlocuind $\frac{u-\bar{u}}{\sigma_u} = z$, $du = \sigma_u\, dz$, se obține;

$$\eta = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_0^{\infty} e^{-\frac{z^2}{2}} dz - \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot \int_0^{z_1} e^{-\frac{z^2}{2}} dz = \frac{1}{2} - \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_0^{z_1} e^{-\frac{z^2}{2}} dz,$$

$$\text{Cu } z_1 = \frac{u_c - \bar{u}}{\sigma_u}; \quad \eta = \frac{1}{2} - \Phi\left(\frac{u_c - \bar{u}}{\sigma_u}\right). \tag{2.49}$$

$\Phi(z_1) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_0^{z_1} e^{-\frac{z^2}{2}} dz$ este funcția integrală a lui Laplace. Deoarece primitiva funcției $e^{-\frac{z^2}{2}}$ nu se poate exprima cu ajutorul funcțiilor elementare, s-au întocmit tabele care dau cu precizie valorile funcției $\Phi\left(\frac{u_c - \bar{u}}{\sigma_u}\right)$ corespunzătoare integralei respective.

Probabilitatea ε a efectuării unui salt de lungime $l_0 = \bar{u}\, t_0$ rezultă din următoarele considerente : În tot timpul saltului pulsațiile vitezelor verticale trebuie să fie mai mari decît mărimea hidraulică $v' > \omega$; t_0 poate fi considerat egal cu intervalul de timp în care nu există nici o corelație între pulsațiile vitezelor orizontale și verticale.

$$\varepsilon = \frac{1}{\sigma_{v'} \sqrt{2\pi}} \int_{\omega}^{+\infty} e^{-\frac{v'^2}{2\sigma_{v'}^2}} dv' \quad (\bar{v}' = 0).$$

Făcînd înlocuirea $\frac{v'}{\sigma_{v'}} = z$ și $\frac{\omega}{\sigma_{v'}} = z_1$ se obține analog ca la determinarea lui η

$$\varepsilon = \frac{1}{2} - \Phi\left(\frac{\omega}{\sigma_{v'}}\right). \tag{2.50}$$

Dacă numărul particulelor pe suprafața fundului de lungime l_0 și de lățime egală cu unitatea este M, numărul particulelor care se ridică de pe această suprafață în intervalul de timp t_0 este egal cu ηM. Aceste particule parcurg traseul l_0 cu probabilitatea ε (fără ca să cadă înapoi pe

fund), iar traseul 2 l_0 cu probabilitatea ε^2 etc. Prin profilul considerat trece atunci în intervalul de timp t_0 un număr de particule :

$$M\,\eta\,\varepsilon + M\,\eta\,\varepsilon^2 + M\,\eta\,\varepsilon^3 + \ldots = M\,\eta\,\frac{\varepsilon}{1-\varepsilon}.$$

Dacă n este numărul particulelor pe unitatea de suprafață, $M = n\,l_0 = \frac{m}{d^2} l_0$ (m este coeficientul de compactitate), numărul particulelor debitate pe unitatea de timp este :

$$N = \frac{m}{d^2}\,\frac{l_0}{t_0}\,\eta\,\frac{\varepsilon}{1-\varepsilon} = \frac{m}{d^2}\,\overline{u}\,\frac{\eta\,\varepsilon}{1-\varepsilon} \tag{2.51}$$

iar debitul tîrît (volum)

$$g_f = N\,A\,d^3 = B\,d\,\overline{u}\,\frac{\eta\,\varepsilon}{1-\varepsilon}. \tag{2.52}$$

Relațiile stabilite sînt valabile numai pentru material uniform. Deși foarte interesante și perfect justificate din punct de vedere teoretic, aplicarea lor este dificilă mai ales din cauza greutății de a determina caracteristicile pulsațiilor de fund. Tabelele întocmite de autor înlătură în parte acest neajuns.

H. A. Einstein, aplicînd în linii generale aceleași principii, stabilește relația :

$$g'_{al} = \frac{t_0}{A_1\,d^2}\,A_2\,(\gamma_{al} - \gamma)\,d^3\,p_m \tag{2.53}$$

sau

$$\frac{g'_{al}}{(\gamma_{al} - \gamma)\,d^3}\,\frac{A_1}{A_2} = \lambda_0\,p_m \tag{2.54}$$

care exprimă greutatea debitului specific tîrît g'_{al}, sub apă. Acesta este egal cu suma greutății (sub apă) a tuturor particulelor care încep saltul în unitatea de timp, de pe suprafața $l_0 \cdot 1$ (fig. 2.11). În relația precedentă,

l_0 este lungimea saltului granulelor de diametru d, care se presupune constantă, nefiind influențată de modificarea condițiilor hidraulice. Din această cauză variațiile cantitative ale debitului tîrît sînt provocate numai de variația timpului mediu al întreruperii salturilor ; $l_0 = \lambda_0 d$.

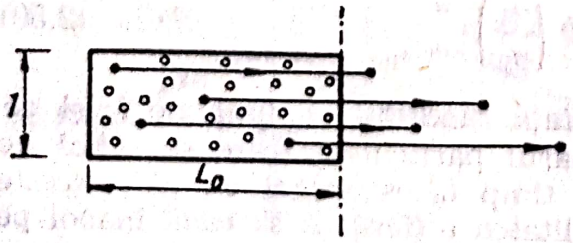


Fig. 2.11. Probabilitatea punerii în mișcare a unei particule (relația Einstein).

A_1 — constantă în formă, $A_1 d^2$ fiind suprafața în plan ocupată de o particulă și $1/A_1 d^2$ numărul de particule pe unitatea de suprafață ;

A_2 — constantă de volum a particulei ;

p_m — probabilitatea ca o particulă să se pună în mișcare în unitatea de timp.

Deoarece așa cum rezultă din structura relației propuse, p_m are dimensiunea t^{-1} se poate scrie $p = p_m t$, p fiind numărul salturilor care încep pe unitatea de suprafață în timpul t. Acesta poate fi considerat că este proporțional cu timpul necesar ca particula să parcurgă pe verticală, în cădere, un drum egal cu diametrul său : $t = A_3 \frac{d}{\omega}$. Dacă se admite :

$\omega = \alpha \sqrt{g\, d \frac{\gamma_{al} - \gamma}{\gamma}}$ (relația lui Rubey, α — coeficient), rezultă :

$$p = \frac{A_1 A_3}{\lambda_0 A_2} \frac{g'_{al}}{\alpha} \frac{1}{(\gamma_{al} - \gamma)} \left(\frac{\gamma}{\gamma_{al} - \gamma}\right)^{0,5} \left(\frac{1}{g\, d^3}\right)^{0,5}. \qquad (2.55)$$

Însă p mai poate fi considerat egal cu probabilitatea ca forța hidrodinamică ascensională să fie mai mare decît greutatea granulei (sub apă). Deoarece forța hidrodinamică ascensională V are expresia $A_4 \gamma \frac{v_f^2}{2g} d^2$, iar greutatea P a particulei $A_2 (\gamma_{al} - \gamma) d^3$ și dacă $v_f = 11{,}6 \sqrt{g\, R\, I}$ (după Prandtl-Karman) se poate scrie :

$$p = f\left(\frac{P}{V}\right) = f\left(\frac{A_2}{67\, A_4}, \frac{\gamma_{al} - \gamma}{\gamma} \frac{d}{R\, I}\right).$$

Dacă se notează :

$$\frac{A_1 A_3}{\lambda_0 A_2} = A ; \frac{g'_{al}}{\alpha} \frac{1}{(\gamma_{al} - \gamma)} \left(\frac{\gamma}{\gamma_{al} - \gamma}\right)^{0,5} \left(\frac{1}{g\, d^3}\right)^{0,5} = \Phi = \frac{q'_{al}}{\omega d}$$

$$\frac{A_2}{67\, A_4} = B ; \frac{\gamma_{al} - \gamma}{\gamma} \frac{d}{R\, I} = \psi \text{ rezultă } p = A\, \Phi = f(B, \psi).$$

Funcția necunoscută $f(B, \psi)$ și constantele A și B trebuie determinate empiric. Prelucrînd datele experimentale obținute de Gilbert și Meyer-Peter, Einstein găsește că pentru particule omogene se pot aplica relațiile :

$$p = 0{,}465\, \Phi = e^{-0{,}391\, \psi} ; \; q_{al} = 2{,}17\, d\, \omega\, e^{-0{,}39 \psi} \; [m^3/s.\, m]. \qquad (2.56)$$

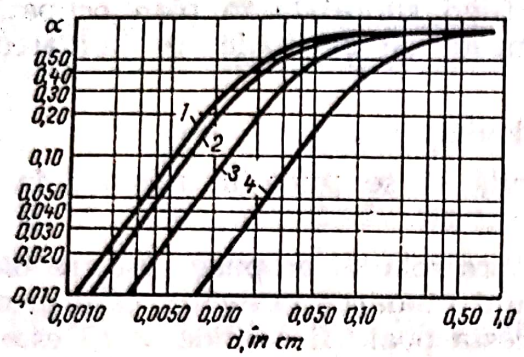


Fig. 2.12. Valorile coeficientului α:
1 — barită în apă; *2* — pietriș în apă;
3 — cărbune în apă; *4* — pietriș în aer.

Pentru amestecurile nisipoase, pe baza prelucrării rezultatelor experimentale ale W.E.S. Wicksburg (S.U.A.), autorul recomandă ca diametru caracteristic d_{40}.

Coeficientul α poate fi determinat cu ajutorul diagramei din fig. 2.12.

A. A. Kalinske spre deosebire de majoritatea celorlalți autori (Du Boys, Schoklitsch, Meyer-Peter ș.a.) care au presupus efortul de antrenare constant, consideră acest efort variabil. Dacă ne referim la o singură particulă, viteza acesteia este :

$$v_{al} = \varepsilon (v - v_c), \tag{2.57}$$

în care :

v, v_c sînt vitezele instantanee ale curentului (în zona particulei), respectiv vitezele critice ;

ε este o constantă apropiată de 1,0.

Deoarece viteza instantanee a curentului este variabilă, rezultă că și viteza particulelor este variabilă. Dacă numărul particulelor de același diametru care se găsesc pe suprafața P acoperită de aluviuni de pe un m² de fund este $N = \frac{P}{A_1 d^2}$, debitul tîrît va fi :

$$g_f = \gamma_{al} A_2 d^3 N \bar{v}_{al} = A \gamma_{al} d P \bar{v}_{al}, \tag{2.58}$$

în care A_1, A_2 sînt constantele de formă (în proiecție plană), respectiv de volum ale particulei.

Luînd în considerare viteza curentului pentru care se produce antrenarea unui procent de 35% din numărul total al particulelor, presupunînd că fluctuațiile vitezei sînt repartizate normal (repartiția Gauss) și că indicele intensității relative a turbulenței $K = \frac{\sigma_u}{u} = \frac{1}{4}$, Kalinske ajunge în final la relația :

$$\frac{g_f}{v_* d_{al}} = 2{,}5\, \theta \left(\frac{\tau_c}{\tau_0}\right) \tag{2.59}$$

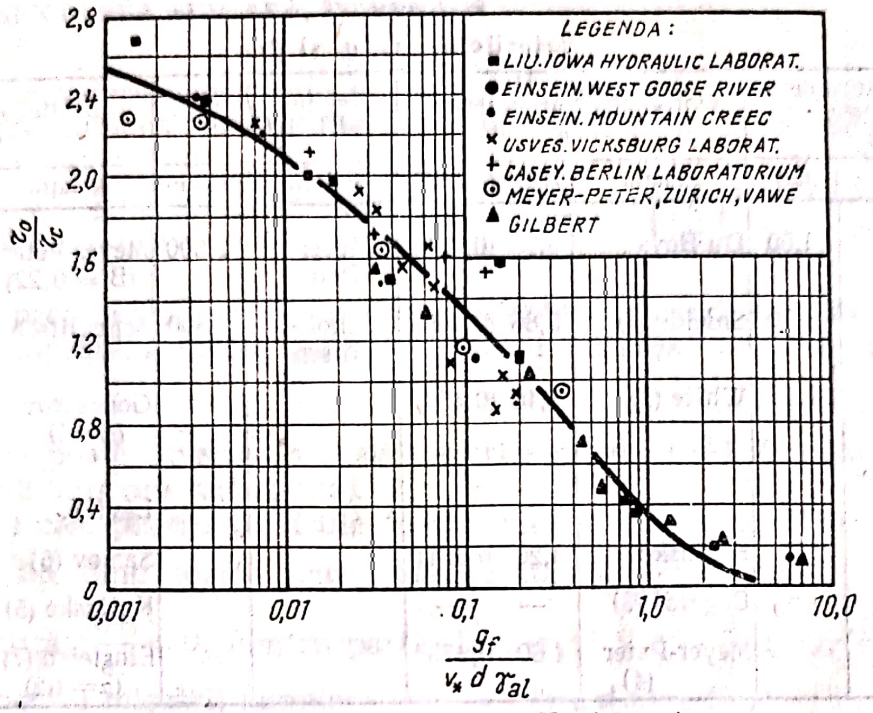


Fig. 2.13. Valorile g_f după A. K a l i n s k e.

în care :

τ_c, τ_0 sînt eforturile de antrenare critice, respectiv la nivelul fundului ;

θ este funcția care dă mărimea fluctuațiilor de viteză (fig. 2.13).

Ipotezele de bază și considerațiile pe care s-a sprijinit Kalinske pentru stabilirea relației de mai sus sînt interesante și juste din punct de vedere teoretic. Aplicarea acesteia se poate face cu bune rezultate pentru aluviuni uniforme, mai ales în laborator.

Aplicație.

Pe sectorul unui rîu $R = h = 2$ m, $I = 0{,}0005$. Albia este alcătuită din material omogen aluvionar cu $d_m = 6$ mm, $\Delta = \frac{d_m}{2} = 3$ mm. Să se verifice cu ajutorul relațiilor precedente stabilitatea fundului albiei.

Răspuns :

După Chang $n = 0{,}0166\, d_m^{1/6} = 0{,}0225$; $C = \frac{1}{n} h^{1/6} = 50$; $u = C\sqrt{R I} = 1{,}6$ m/s.

Efortul (forța) de antrenare la fund este $\tau_0 = \gamma h I = 9{,}8$ N/m²; pentru u_c, τ_c și q_c valorile se găsesc în tabelul 2.5.

Din cele de mai sus reiese că întrucît valorile găsite pentru u_c, τ_c, q_c sînt mai mici decît valorile efective ($u = 1{,}6$ m/s, $\tau_0 = 9{,}8$ N/m², $q = 3{,}2$ m³/sm), stabilitatea fundului albiei nu este asigurată. În general valorile obținute cu diferitele relații utilizate nu prezintă diferențe prea mari.

Tabelul 2.5

Valorile u_s, τ_c, q_c și g_f

Viteza critică de antrenare u_c		Efortul critic de antrenare τ_c		Debitul specific de antrenare q_c		Debitul specific tîrît g_f	
Relația	m/s	Relația	N/m² (kgf/m²)	Relația	m³/s m.	Relația	N/sm (g/sm)
Velicanov	1,00	Du Boys	6,25 (0,635)	Meyer-Peter	2,500	Meyer-Peter (B = 0,22)	0,980(100)
Lévi	1,30	Shields (1)	5,88 (0,600)	Schoklitsch	1,800	Schoklitsch	0,392 (40)
Goncearov (u_{ci})	1,15	White (2)	4,40 (0,450)			Goncearov (φ= 1)	0,20 (20)
Hidroenergoproiect	1,00					Lévi I.	0,06 (6)
		Kalinske	3,20 (0,324)			Șamov (6)	0,55 (56)
Șamov	1,20	Bogardi (3)	— —			Kalinske (5)	0,235 (24)
		Meyer-Peter (4)	4,60 (0,470)			Einstei n (7) (α= 1,2)	2,80 (284)

Notă:

(1) $\frac{du_*}{\upsilon} = 450 < 10^3$

(2) $\varphi = 30°$, coeficient de siguranță 4, $\beta = 0,6$;

(3) I. Bogardi: $\alpha = 1$, $b = 6$; din diagrama 2.18 rezultă că fundul nu este în repaus și din cauza vitezelor mari se formează antidune;

(4) E. Meyer-Peter: $k_1 = 45$, $k_2 = 61,5$. Din relația $\tau_0 = \tau_e$ rezultă $d_m = 8$ mm. Deci particulele cu $d_m = 6$ mm care alcătuiesc fundul nu sînt stabile. S-a făcut aproximația $d_{90} = d_m = 6$ mm; $A = 0,047$;

(5) A. A. Kalinske: se utilizează diagrama 2.13 cu $\tau_c = 4,90$ N/m² (0,5 kgf/m²) și $\tau_0/\tau_c = 2$;

(6) C. I. Samov: $u_{ci} = 1,15$ m/s; $u_s = 1,15/1,2 = 0,96$ m/s;

(7) H. A. Einstein: debit total (tîrît și în suspensie).

2.4. ALUVIUNI ÎN SUSPENSIE

Mediul dispers apă plus aluviuni în suspensie poate fi caracterizat prin :

— *concentrația* c care este raportul dintre volumul particulelor solide și volumul total ;

— *turbiditatea* ρ care este raportul între greutatea aluviunilor purtate în suspensie (cîntărite în aer) și volumul total al amestecului ;

— *constanta pulpei* p care reprezintă raportul dintre greutatea fazei solide și greutatea apei din amestec exprimat în procente (se utilizează la curenți noroioși și hidrotransport).

2.4.1. SEDIMENTAREA SUB APĂ, ÎN REPAUS

Dacă se consideră o particulă de volum V care cade într-un lichid vîscos (apă) de dimensiuni infinite, ecuația mișcării acesteia este :

$$\frac{V(\gamma_{al}-\gamma)}{g}\frac{d^2y}{dt^2} = V(\gamma_{al}-\gamma) - c_s F\left(\frac{dy}{dt}\right)^n.$$

În ecuația precedentă s-a presupus că rezistența lichidului este proporțională cu suprafața cuplei maestre F și cu puterea a n-a a vitezei de cădere $\frac{dy}{dt}$.

Ecuația se poate integra în două cazuri simple : $n=1$ (mișcarea laminară) și $n=2$ (mișcare turbulentă).

În primul caz, pentru particule foarte mici ($d<0{,}1$ mm), viteza de cădere după un timp foarte scurt este constantă $\frac{dy}{dt}=\text{constant}=\omega$ (mărimea hidraulică) ; $\frac{d^2y}{dt^2}=0$. Pentru particule sferice $V/F=\frac{2}{3}d$, iar rezistența apei în domeniul mișcării laminare este $R=3\pi\mu d\omega=cF\omega^n$ cu $n=1$, $c=12\mu/d$ rezultă relația :

$$\omega=\left[\frac{V(\gamma_{al}-\gamma)}{cF}\right]^{1/n}=\frac{\gamma_{al}-\gamma}{18\mu}d^2=\frac{gd^2}{18\upsilon}\left(\frac{\gamma_{al}}{\gamma}-1\right) \text{ (Stokes) (2.60)}$$

în care μ și ν reprezintă viscozitatea dinamică și cinematică a apei.

Pentru determinarea diametrelor particulelor foarte fine, se poate folosi relația :

$$d=0{,}155\sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_{al}-\gamma}}\,\omega \quad (d \text{ în mm, } \omega \text{ în cm/s}). \qquad (2.61)$$

Formula este aplicabilă pentru $Re=\frac{\omega d}{\upsilon}<1$ sau $d<0{,}1$ mm, adică pentru particulele foarte mici ale căror dimensiuni nu pot fi determinate prin cernere. Ea nu este însă aplicabilă particulelor foarte fine coloidale. Datorită electrizării la contactul cu sărurile dizolvate în apă, particulele foarte fine se atrag formînd fulgi mari care se resping mișcîndu-se dezordonat într-o mișcare browniană.

Dacă $1<Re<400$, ceea ce corespurde la $0{,}1$ mm$<d\leqslant 2$ mm mișcarea de cădere a particulelor se situează în zona de tranziție laminar-turbulentă. Pentru $d>2$ mm mișcarea de cădere se găsește în zona turbulenței depline.

Pentru aplicațiile practice se pot utiliza valorile din tabelul 2.6 (după normele sovietice).

Tabelul 2.6

Valorile mărimii hidraulice ω, în mm/s în funcție de diametrul particulelor, în mm

d	ω	d	ω	d	ω	d	ω
		0,30	32,40	0,9	87,50	2,50	176,50
		0,40	43,20	1,0	94,40	3,00	192,50
0,05	1,73	0,50	54,00	1,20	110,00	4,00	228,50
0,10	6,92	0,60	64,80	1,50	125,60	5,00	249,00
0,15	15,60	0,70	73,20	1,75	139,20		
0,20	21,60	0,80	80,70	2,00	152,90		

Dacă lichidul în care se face sedimentarea conține și alte materiale în suspensie sau dacă particulele care sedimentează sînt în cantitate mare, valorile mărimii hidraulice scad. S-a constatat însă că pînă la o concentrație de 0,5% (sau o turbiditate de circa 130 N/m³ adică 14 kg/m³) — ceea ce este totdeauna cazul la rîuri — modificările sînt puțin importante.

Influența formei și rugozității particulelor este mai redusă la aluviunile fine ($d<0{,}1$ mm). În regim de trecere sau turbulent, coeficientul de rezistență c_s din ecuația generală a mișcării poate crește simțitor, particulele avînd tendința de a se orienta cu secțiunile lor maxime, perpendicular pe direcția mișcării.

Viteza de sedimentare crește cu temperatura apei. Creșteri mai sensibile se înregistrează însă numai pentru diametre sub 3 mm.

2.4.2. IPOTEZE DE BAZĂ ALE TRANSPORTULUI DE ALUVIUNI ÎN SUSPENSIE

Studiul transportului aluviunilor în suspensie se face luînd în considerare mișcarea mediului dispers compus din amestecul omogen al lichidului cu particulele solide (de dimensiuni foarte mici în raport cu dimensiunile curentului, însă cu greutatea specifică mai mare decît a lichidului care le înconjoară).

Se obișnuiește să se facă următoarele ipoteze de bază :

— toate particulele au aceeași mărime hidraulică ;

— repartizarea particulelor are un caracter staționar, adică concentrația c a fazei solide rămîne invariabilă atît în lungul curentului, cît și în timp și depinde numai de cota volumului elementar deasupra fundului. Repartizarea cu caracter staționar a particulelor trebuie înțeleasă în sens statistic, considerînd o egalitate permanentă între numărul particulelor care sînt antrenate de componenta verticală a curentului și cele care se depun prin sedimentare.

Scanned with OKEN Scanner

— mișcarea dispersoidului se consideră plană și uniformă ;
— travaliul suplimentar necesar transportului aluviunilor în suspensie este neglijabil, prezența acestora modificînd într-o foarte mică măsură frecările interioare. Panta hidraulică a curentului saturat cu aluviuni în suspensie este aceeași cu panta curentului limpede.

Printre primele teorii formulate asupra mecanismului transportului aluviunilor în suspensie este aceea a lui Dupuis (1848).

Avînd în vedere că viteza curentului crește de la fundul albiei spre suprafață și că în conformitate cu ecuația lui Bernoulli *vitezelor mari le corespund presiuni mici*, s-a tras concluzia că asupra particulelor în suspensie trebuie să acționeze o forță verticală de jos în sus.

Această teorie este perfect adevărată pentru particulele așezate pe fundul albiei. Din cauza gradientului foarte mare al vitezelor în stratul de fund, viteza firelor de curent deasupra particulei solide are o valoare apreciabilă, pe cînd sub particulă, viteza poate fi considerată nulă. Forța ascensională nu poate să acționeze însă decît în momentul inițial al ridicării particulei de pe fund. Mai departe, în stare de suspensie, dacă se ține seama de dimensiunile foarte mici ale particulelor precum și de faptul că acestea se mișcă cu o viteză aproape egală cu cea a curentului, existența unei forțe ascensionale după teoria lui Dupuis nu se mai verifică.

Teoriile moderne admit că întregul mecanism al antrenării particulelor fine în suspensie este condiționat de pulsația vitezelor pe verticală v'. Un rol important îl au și vîrtejurile de fund ale mișcării turbulente, care atrag particulele grele în centrul lor depresionar, contribuind la menținerea lor în suspensie.

Teoria difuziunii turbidității (O'Brien, Schmidt, Macaveev, Vanoni) este bazată pe ipoteza că în curentul turbulent există o proporționalitate între cantitatea medie de substanță transportată și gradientul mediu al vitezelor pe verticală. Punînd în ecuație această ipoteză și scriind ecuația continuității pentru aluviunile transportate, se deduce pentru concentrație o expresie exponențială.

Teoria gravitațională stabilește ecuațiile de bază scriind egalitatea lucrului mecanic al forței de gravitație corespunzătoare fazei lichide și solide, considerate separat, cu lucrul mecanic al forțelor rezistente de frecare.

Teoria curentului de mare densitate oferă o cale diferită de celelalte pentru abordarea studiului transportului aluviunilor în suspensie. Dacă schimbul de particule între curent și fundul albiei este nul sau foarte redus și dacă suspensiile purtate nu se amestecă cu curenți vecini, studiul aluviunilor în suspensie se poate înlocui cu studiul unui curent de mare densitate și eventual de viscozitate sporită.

Asemenea curenți se întîlnesc în spațiile de apă barate, în cîmpurile de curent încărcate cu sedimente fine care se mișcă sub apă, fără a se amesteca cu curenții vecini (cu toate că numărul *Re* poate depăși valoarea 100 000).

Scanned with OKEN Scanner

2.4.3. VARIAȚIA CONCENTRAȚIEI PE VERTICALĂ ÎN CURENT

Conform principiilor de bază ale teoriei *difuziunii turbidității* arătate mai înainte, se scrie egalitatea între cantitatea de particule solide care se ridică împreună cu masele de lichid și care se deplasează în procesul amestecului turbionar în sens transversal și cantitatea de particule care se lasă la fund sub acțiunea gravitației. În cazul regimului permanent cele două cantități trebuie să fie egale (nu se produc depuneri și nici afuieri).

Concentrația instantanee este $c=\bar{c}+c'$ (m^3 aluviuni în suspensie la m^3 amestec). Datorită pulsației vitezei v', în prismul elementar $ABCD$ în intervalul de timp dt pătrunde de jos în sus volumul de aluviuni $c\,v'\,ds\,dt$; în același interval datorită gravitației părăsește prismul considerat volumul de aluviuni $\omega\,\bar{c}\,ds\,dt$. Ecuația de bilanț este deci:

$$(\bar{c}+c')\,v'\,ds\,dt+\bar{c}\,\omega\,ds\,dt=0.$$

Media produsului $\bar{c}v'$ în intervalul de timp dt este însă zero. Pentru media produsului $c'\,v'$, care este influențată de amestecul turbulent, se poate admite relația $\overline{c'\,v'}=\varepsilon\,\frac{d\bar{c}}{dy}$, analoagă relației $\overline{u'\,v'}=\varepsilon\frac{d\bar{u}}{dt}$, în care $\varepsilon=l^2\left|\frac{d\bar{u}}{dy}\right|$ (l — lungimea de amestec), poate fi luat egal cu coeficientul de viscozitate turbionară Boussinesq. Așadar, relația de bilanț se poate scrie în final:

$$\bar{c}\omega=-\varepsilon\,\frac{d\bar{c}}{dy} \tag{2.62}$$

Aceasta este ecuația de bază a repartizării aluviunilor într-un canal deschis și a fost stabilită de O'Brien (teoria difuziei).

S-a notat cu $\bar{c}$ — concentrația medie în timp într-un punct oarecare situat la distanța y de la fundul canalului;

ε — coeficientul de difuzie pentru aluviuni în suspensie. Pentru simplificare în cele ce urmează, în loc de $\bar{c}$ se va scrie c.

Separînd variabilele și integrînd

$$\int\frac{dc}{c}=-\int\frac{\omega}{\varepsilon}\,dy;\quad \ln c=-\omega\int\frac{dy}{\varepsilon}+b$$

se obține:

$$\ln\frac{c}{c_a}=\omega\int_a^y\frac{dy}{\varepsilon};\quad \frac{c}{c_a}=e^{-\omega\int_a^y\frac{dy}{\varepsilon}} \tag{2.63}$$

c_a fiind concentrația la o distanță suficient de mare de fundul albiei pentru a elimina stratul de apă cu fenomene de saltație (H. Rousse) sau după alți autori stratul de apă afectat transportului solid de fund: $a\cong 2\,d$ (Einstein).

Dacă se presupune ε constant (ceea ce introduce o mare aproximaţie),

$$\frac{c}{c_a} = e^{-\frac{\omega}{\varepsilon}(y-a)} \tag{2.64}$$

H. Rousse aplică *legea deficitului de viteză* propusă sub formă simplificată, de Prandtl

$$u_{max} - u = \frac{1}{K}\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}\ln\frac{h}{y} \quad (K = 0{,}4)$$

$$\frac{du}{dy} = \frac{1}{K}\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}\frac{1}{y}.$$

Presupunînd o variaţie lineară pe înălţime a efortului tangenţial $\tau = \tau_0\frac{h-y}{h}$ şi ţinînd seama că $\varepsilon = \frac{\tau}{\rho}\Big/\frac{du}{dy}$, rezultă :

$$\ln\frac{c}{c_a} = -\frac{\omega}{K\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}}\int_a^y \frac{h\,dy}{y\,(h-y)} = \frac{\omega}{K\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}}\int_a^y\left[\frac{1}{y}+\frac{1}{h-y}\right]dy$$

sau :

$$\frac{c}{c_a} = \left[\left(\frac{h-y}{y}\right)\left(\frac{a}{h-a}\right)\right]^{\frac{\omega}{K\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}}}. \tag{2.65}$$

A. A. Velicanov utilizează *legea logaritmică a distribuţiei vitezelor* pe înălţime sub forma :

$$u = \frac{1}{K}\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}\ln\left(1+\frac{y}{\Delta}\right);$$

$$\frac{du}{dy} = \frac{1}{K}\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}\frac{1}{(y+\Delta)}; \quad \ln\frac{c}{c_0} = -\frac{\omega}{K}\sqrt{\frac{\rho}{\tau_0}}\int_0^y\frac{h}{(y+\Delta)(h-y)}dy$$

$$\ln\frac{c}{c_0} = -\frac{\omega}{K\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}}\frac{h}{(h+\Delta)}\int_0^y\left[\frac{1}{y+\Delta}+\frac{1}{h-y}\right]dy.$$

Deoarece $\frac{h}{h+\Delta} \cong 1$ rezultă :

$$\frac{c}{c_0} = \left[\frac{\Delta\,(h-y)}{h\,(\Delta+y)}\right]^{\frac{\omega}{K\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}}}.$$

Relaţia arată că pentru $y=0$, $c=c_0$, la suprafaţă $c=0$.

Dacă pentru repartiția vitezelor se admite o *lege parabolică*,

$$u_{max} - u = \frac{1}{K}\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}\,\frac{(h-y)^2}{h^2};$$

$$\frac{du}{dy} = \frac{2}{K}\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}\,\frac{h-y}{h^2};$$

$$\ln\frac{c}{c_0} = -\frac{2\omega}{hK}\sqrt{\frac{\rho}{\tau_0}}\int_0^y dy;$$

$$\ln\frac{c}{c_0} = -\frac{2\omega}{Kh\sqrt{\tau_0/\rho}}y + m;\ \text{pentru}\ y=0;\ c=c_0;\ m=0$$

$$\frac{c}{c_0} = e^{-\frac{2\omega}{K\sqrt{\tau_0/\rho}}\frac{y}{h}} \qquad (2.66)$$

În figura 2.14 se dau curbele reprezentative ale acestei expresii.

Concentrația medie pe verticală c_m rezultă :

$$\frac{c_m}{c_0} = \frac{1}{h}\int_0^h e^{-\frac{2\omega}{K\sqrt{\tau_0/\rho}}\frac{y}{h}}\,dy = -\frac{K\sqrt{\tau_0/\rho}}{2\omega}\left[e^{-\frac{2\omega}{K\sqrt{\tau_0/\rho}}\frac{y}{h}}\right]_0^h$$

$$\frac{c_m}{c_0} = \frac{K\sqrt{\tau_0/\rho}}{2\omega}\left[1 - e^{-\frac{2\omega}{K\sqrt{\tau_0/\rho}}}\right] \qquad (2.67)$$

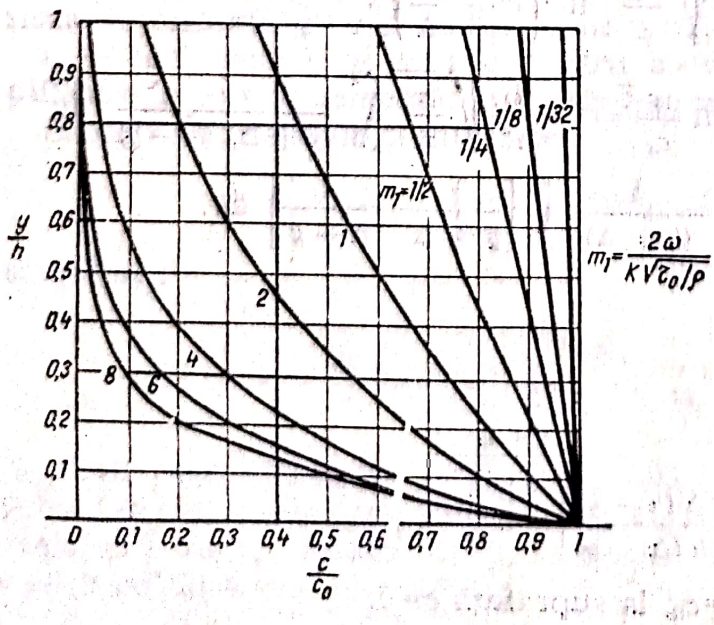


Fig. 2.14. Curbele reprezentative ale funcției c/c_0 (legea parabolică a distribuției vitezelor).

Spre deosebire de legea logaritmică a distribuției deficitului de viteză propusă de Prandtl, care dă la fund concentrații infinite (ceea ce ne obligă să aplicăm această lege numai la o oarecare distanță de la fund), legea distribuției parabolice dă aci concentrații finite, cu atît mai mari cu cît diametrul particulelor este mai mic. Imediat ce ne depărtăm de fund, legea logaritmică a lui Prandtl dă o repartiție mai justă a concentrației în funcție de diametru. Mărimea a fiind în oarecare măsură arbitrar aleasă, relația respectivă poate conduce la valori foarte diferite ale raportului c/c_a.

Determinarea valorilor concentrației pe verticală este condiționată de cunoașterea concentrației la fund (c_0, c_a), sau într-un alt punct. Aceasta se poate obține prin măsurători în natură sau de laborator, eventual din relații semiempirice.

F. W. Lane și A. A. Kalinske au întocmit în acest scop diagrama din figura 2.15, în care p reprezintă procentajul particulelor de un anumit diametru în amestecul considerat.

Din diagramă se observă că pentru $\frac{\omega}{\sqrt{\tau_0/\rho}} > 1$ curentul nu mai poate transporta material solid în suspensie. Dacă $u = \frac{1}{n} h^{1/6} \sqrt{hI}$ (Manning-Strickler), condiția se poate scrie: $\omega > \sqrt{ghI}$, $\omega > \frac{u\sqrt{g}}{\frac{1}{n} h^{1/6}}$ sau $u < \frac{C\omega}{\sqrt{g}}$.

Odată cu valoarea limită a mărimii hidraulice se poate determina și diametrul limită al particulelor stabile.

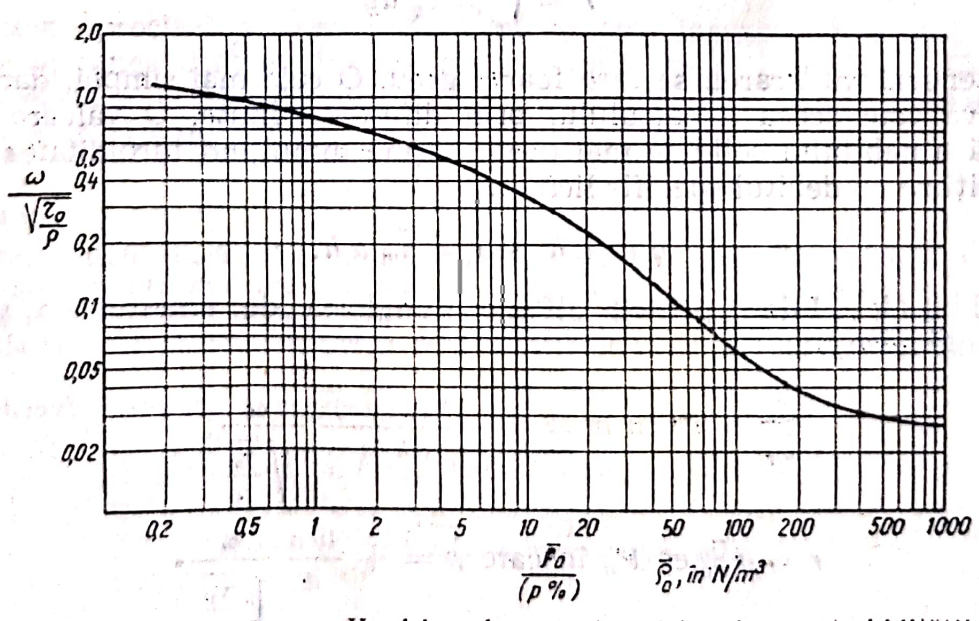


Fig. 2.15. Diagrama Lane-Kalinske pentru determinarea turbidității de fund ρ_0 (N/m³); conform unor măsurători executate pe fluviile Mississippi, Missouri și Colorado.

Pentru particule cu $d=0{,}1$ mm, $\omega=7$ mm/s și $C=50$, viteza minimă de antrenare în suspensie este

$$u \geqslant \frac{50 \cdot 0{,}007}{\sqrt{9{,}81}} \sim 0{,}1 \text{ m/s}.$$

Deoarece vitezele în rîu nu scad deobicei sub 0,1 m/s, după unii autori (Șamov), aluviunile cu d=0,1...0,05 mm constituie o graniță între *aluviunile de tranzit* care rămîn practic permanent în suspensie și cele de *formare a albiei*.

Experiența a arătat că apele de viitură ale rîurilor pot transporta în suspensie :

— în regim de mare turbulență ($u=4...6$ m/s) nisip grosier și pietriș mărunt (2...5 mm) ;

— în regim de turbulență medie ($u=1...2$ m/s) nisipuri mijlocii (0,2...0,5 mm) ;

— în regim de turbulență slabă ($u=0{,}5...1$ m/s) nisipuri fine (0,1...0,2 mm) ;

— în regim de turbulență foarte redusă ($u=0{,}15...0{,}30$ m/s) nisipuri foarte fine (40...80 microni).

2.44. DEBITUL SOLID SPECIFIC ÎN SUSPENSIE

Debitul solid în suspensie se calculează cu ajutorul expresiei :

$$r = \int_0^h \bar{\rho}_y \, v_y \, dy. \tag{2.68}$$

În general integrarea se face foarte greu. O cale mai simplă, dar aproximativă este aceea a calculului prin diferențe finite. O valoare informativă a debitului solid se mai poate obține înmulțind turbiditatea medie pe înălțime cu debitul specific lichid :

$$q = u\,h \quad \text{și} \quad r = \bar{\rho}_m \, u\,h. \tag{2.69}$$

Kalinske luînd pentru difuzie (lungimea de amestec) o valoare constantă găsește :

$$\frac{\bar{\rho}}{\bar{\rho}_a} = e^m \text{ cu } m = -\frac{15\,(y-a)}{h} \frac{\omega}{\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}};$$

$$r = q\,\bar{\rho}_a \, e^p \, P_* \text{ în care } p = +\frac{15\,a}{h} \frac{\omega}{\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}}.$$

Valoarea integralei P_* se obține din diagrama 2.16

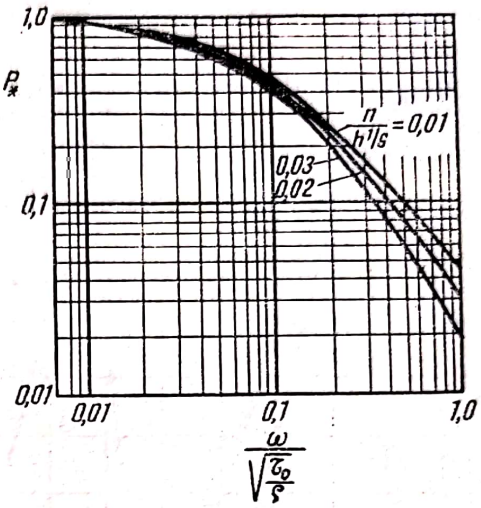


Fig. 2.16. Intagrala P_* din ecuația Kalinske (n — coeficient de rugozitate după Manning).

Einstein plecînd de la o distribuție logaritmică a vitezei curentului, găsește :

$$r = 116\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}\,\bar{\rho}_a\, a\left[\ln\frac{y}{h}(I_1 + I_2)\right] \text{ cu integralele}$$

$$I_1 = 0{,}216\,E\int_{a/h}^{1}\left(\frac{1-y_1}{y}\right)dy_1;\quad I_2 = 0{,}216\,E\int_{a/h}^{1}\left(\frac{1-y_1}{y_1}\right)\ln y_1\,dy_1$$

$$E = \left(\frac{a}{h}\right)^{\alpha-1}\left(1-\frac{a}{h}\right)^{\alpha};$$

Einstein apreciază grosimea stratului de apă deasupra fundului albiei, în care acțiunea difuzei dispare practic, egală cu $2\,d$ ($a=2\,d$). El afectează această zonă transportului aluviunilor tîrîte ; α — coeficient (pag. 53), $y_1=y/h$, r în N/s m.

Aplicație

Pe sectorul unui rîu $h = 2{,}0$ m, $I = 0{,}0005$; slbia este alcătuită din material aluvionar cu $d_m = 6$ mm, din care fracțiunea de 0,1 mm ($\omega = 7$ mm/s), reprezintă 10% din greutatea probei ($p\%=0{,}1$) $u_{max}=1{,}45$ m/s, $a=2\,d_m = 12$ mm. Se cere să se detnrmine distribuția vitezelor și concentrației și debitul solid în suspFnsie pentru fracțiunea consderată.

a) Distribuția vitezelor și concentrației:

$$\sqrt{\tau_0/\rho} = \sqrt{g\,h\,I} = \sqrt{9{,}81\cdot 2\cdot 0{,}0005} = 0{,}1 \text{ m/s};$$

$$K = 0{,}4;\quad \frac{1}{K}\sqrt{\tau_0/\rho} = \frac{0{,}1}{0{,}4} = 0{,}25 \text{ m/s};$$

$$\frac{\omega}{K\sqrt{\tau_0/\rho}} = \frac{0{,}007}{0{,}4\cdot 0{,}1} = \frac{1}{6}$$

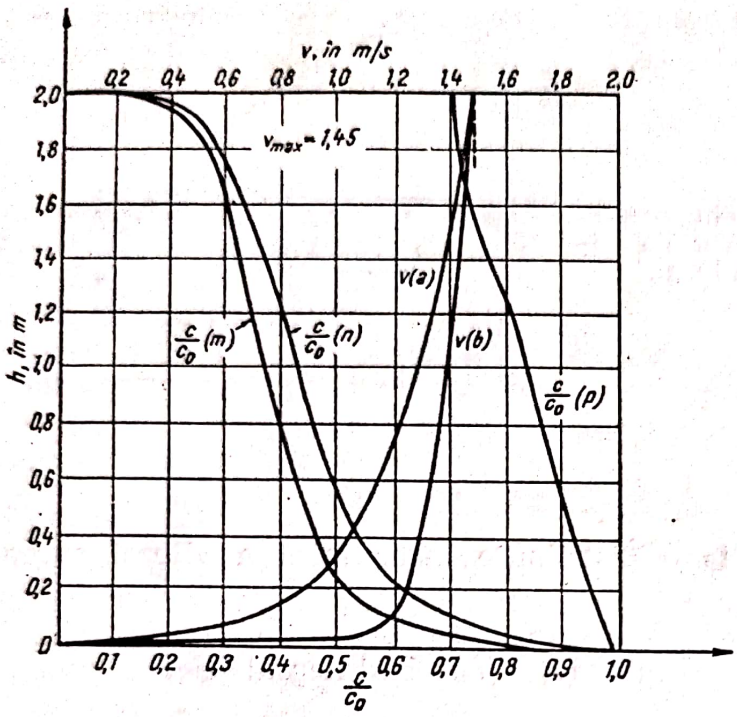


Fig. 2.17. Variația vitezelor v și a raportului c/c_0 pe verticală: $v(a)$, c/c_0 (n) după H. Rousse; $v(a)$, c/c_0 (m) după A. A. Velicanov; $v(b)$, c/c_0 (p) în cazul distribuției parabolice a vitezelor.

— După H. Rousse $u = 1{,}45 - 0{,}25 \ln \frac{h}{y}$; $\frac{c}{c_a} = \left(\frac{12}{1\,988}\right)^{1/6} \cdot \left(\frac{2\,000 - y}{y}\right)^{1/6}$

— După A. A. Velicanov $u = 0{,}25 \ln \left(1 + \frac{y}{6}\right)$; $\frac{c}{c_0} = \left[\frac{6\ (2\,000 - y)}{2\,000\ (6 + y)}\right]^{1/6}$

— Distribuția parabolică $u = 1{,}45 - 0{,}25 \frac{(2-y)^2}{4}$; $\frac{c}{c_0} = e^{-\frac{1}{3}\frac{y}{h}}$

Reprezentarea grafică a variației vitezei și raportului $\frac{c}{c_0}$ în cazul studiat se găsește în figura 2.17.

— Concentrația medie (distribuția parabolică)

$$\frac{c_m}{c_0} = 3\left[1 - e^{-1/3}\right] = 0{,}85$$

b) Debitul specific solid în suspensie;

Dacă se utilizează diagrama Lane — Kalinske (fig. 2.15) pentru $\frac{\omega}{\sqrt{\tau_0/\rho}} = \frac{7}{100} = 0{,}07$ și $p\,\% = 0.1$ se obține $\frac{\bar{\rho}_0}{p\%} = 88$, deci $\bar{\rho}_0 = 8{,}8$ N/m³. Deoarece pentru distribuția parabolică $\frac{c_m}{c_0} = \frac{\bar{\rho}_m}{\rho_0} = 0{,}85$, rezultă $\bar{\rho}_m = 8{,}8 \cdot 0{,}85 = 7{,}5$ N/m³.

Dacă se admite legea parabolică a repartiției vitezelor și $u_{max} = 1{,}45$ m/s se obține $u_m = 0{,}65$ m/s.

$$r = \rho_m h u m = 7{,}5 \cdot 2 \cdot 0{,}65 \cong 10 \text{ N/sm}$$

Relația Kalinske $p = \frac{15\,a}{h} \quad \frac{\omega}{\sqrt{\tau_0/\rho}} = \frac{15 \cdot 12}{2\,000} \cdot \frac{7}{100} = 0{,}0063$

Din diagrama 2.16 pentru $\frac{\omega}{\sqrt{\tau_0/\rho}} = 0{,}07$ rezultă $P_* \cong 0{,}60$;

$$r = q\ \bar{\rho}_a\ e^P P_* =$$

$$2 \cdot 0{,}65 \cdot 8{,}8 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}6 \cong 7 \text{ N/sm}.$$

2.5. ECUAȚIA GENERALĂ A DEFORMAȚIEI ALBIEI

Modificările formei albiei se datoresc inegalității dintre cantitatea de aluviuni care intră în sectorul de rîu considerat și cantitatea de aluviuni care este scoasă în bieful aval. Însă, așa cum rezultă din cele precedente, cantitatea de aluviuni este funcție de viteza curentului. Dacă viteza scade, în sector se vor produce depuneri ; în caz contrar se produc eroziuni. În acest fel, bilanțul de aluviuni în sectorul considerat se poate exprima analog cu ecuația de continuitate din hidraulică, în cazul unui regim de mișcare nepermanentă.

Se consideră o porțiune din rîu de lungime Δs, lățime b și adîncime h. Se admite că debitul rîului este constant și egal cu Q și curentul se află în regim gradual variat. Aceasta permite să se considere problema ca unidimensională și că elementele hidraulice ale curentului depind numai de coordonatele lungimii s și a timpului t. Este evident că ecuația astfel obținută, la fel cu ecuația lui Bernoulli, poate fi folosită în lungul oricărei linii de curent sau a unui fir elementar [39].

În cazul general, presupunînd Q constant, în lungul curentului pot varia : h, b și u. Se consideră planul de comparație O—S (fig. 2.18) mai

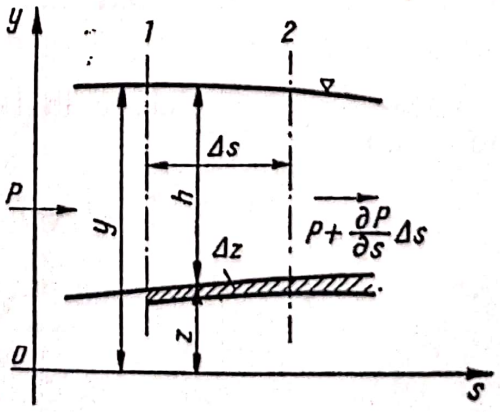


Fig. 2.18. Schema variației fundului albiei.

jos de suprafața fundului și se notează cu z cota unui punct curent de pe fundul albiei în raport cu acest plan, iar cu y, cota suprafeței libere a apei. Ecuația lui Bernoulli pentru mișcarea gradual variată se poate scrie :

$$\frac{\partial y}{\partial s} = \frac{\partial z}{\partial s} + \frac{\partial h}{\partial s} = -\alpha \frac{\partial}{\partial s}\left(\frac{u^2}{2g}\right) - \frac{u^2}{C^2 R}.$$

Presupunem că debitul de aluviuni este o funcție continuă de coordonata s ; în secțiunea 2—2, debitul de aluviuni va fi $P + \frac{\partial P}{\partial s}\Delta s$. Diferența între aluviunile intrate și ieșite în timpul Δt se poate exprima :

$$\left[P - \left(P + \frac{\partial P}{\partial s}\right)\Delta s\right]\Delta t = -\frac{\partial P}{\partial s}\Delta s \cdot \Delta t.$$

Această diferență trebuie să fie egală cu greutatea stratului de material spălat, sau depus :

$$\gamma'_{al}\,\Delta W = \gamma'_{al}\,\Delta z\,\Delta s\,b = \gamma'_{al}\,b\,\frac{\partial z}{\partial t}\,\Delta t\,\Delta s.$$

Deoarece creșterea funcției P după direcția s corespunde unei afuieri, adică micșorării lui z în timp, egalînd cele două relații precedente, primul termen trebuie luat cu minus.

$$-\frac{\partial P}{\partial s}\Delta s\,\Delta t = \gamma'_{al}\,b\,\frac{\partial z}{\partial t}\Delta s\,\Delta t;$$

împărțind cu $\Delta s\ \Delta t$ se obține : $\frac{\partial P}{\partial s} + \gamma'_{al}\,b\,\frac{\partial z}{\partial t} = 0$ (γ'_{al} — greutatea volmetrică a stratului de aluviuni sub apă) ;

Debitul de aluviuni de greutate P, este funcție de viteza curentului, mărimea hidraulică a particulelor și rugozitatea relativă :

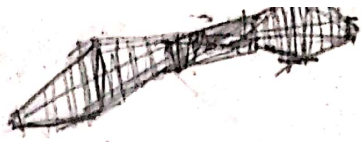
$$P = \gamma'_{al}\,f(u)\,\varphi\left(\omega\frac{d}{h}\right)b\,q = \gamma'_{al}\,A \cdot f(u)\,b\,q.$$

În fiecare problemă concretă, mărimile ω, u și d/h sînt date ; rezultă că A poate fi considerat constant. În acest caz $\frac{\partial P}{\partial s} = \gamma'_{al}\,A\,f'(u)\,\frac{\partial u}{\partial s}\,b\,q$. Introducînd această valoare în relația de continuitate precedentă, se obține final :

$$\gamma'_{al}\,A\,f'(u)\,\frac{\partial u}{\partial s}\,q = -\gamma'_{al}\,\frac{\partial z}{\partial t}.$$

Ecuația aceasta, datorită prof. I. I. Lévi, are un caracter general, fiind aplicabilă atît pentru transportul aluviunilor în suspensie, cît și al celor tîrîte ; funcția $f(u)$ și valoarea coeficientului A se determină prin condițiile de transport ale aluviunilor.

Scanned with OKEN Scanner



La o mișcare gradual variată, forma suprafeței libere se stabilește, fie printr-o curbă de remuu pozitiv, fie printr-o curbă de remuu negativ ; aceasta determină semnul lui $\partial u/\partial s$. Valoarea $\partial u/\partial s$ depinde de dimensiunile b și h ale albiei.

$$\frac{\partial u}{\partial s} = \frac{\partial}{\partial s}\left(\frac{Q}{b\,h}\right) = -\frac{Q}{b\,h}\left(\frac{1}{b}\frac{\partial b}{\partial s} + \frac{1}{h}\frac{\partial h}{\partial s}\right)$$

Dacă albia se îngustează, vitezele cresc : $\frac{\partial u}{\partial s} > 0$ și $\frac{\partial h}{\partial s} < 0$.

Ecuația deformației albiei sub această formă generală nu poate fi integrată decît în anumite cazuri particulare, cînd se cunosc și condițiile la limită. Rezultate foarte bune se obțin însă prin metoda diferențelor finite și utilizarea mașinilor electronice de calcul.

2.6. DEFORMAȚIA ALBIEI ÎN ZONA BARAJELOR

2.6.1. DEFORMAȚIA ALBIEI ÎN AVAL DE BARAJE

Metoda bazată pe bilanțul aluviunilor, folosind calculul prin diferențe finite, se aplică în modul următor :

— se împarte albia rîului într-un număr de sectoare de lungime Δl_i în care se poate presupune că elementele hidraulice și geometrice (lățime, adîncime, pantă, alcătuirea granulometrică a fundului etc.) rămîn aceleași ;

— se consideră un anumit număr de intervale de timp Δt_i de obicei egale, în care debitul lichid poate să fie presupus constant (în conformitate cu hidrograful debitelor la baraj) ;

— se calculează debitul specific tîrît g_f în toate sectoarele Δl_i luate în considerare, pentru primul interval de timp Δt_1. Acest caloul se face cu elementele hidraulice și geometrice inițiale cunoscute ;

— se determină adîncimea de afuiere Δz_i în toate sectoarele, din egalitatea $g_f \cdot \Delta t_1 = \gamma'_{al}\, \Delta l_i\, \Delta z_i$, în care γ'_{al}, conform notațiilor anterioare este greutatea volumetrică a stratului de aluviuni sub apă;

— cu adîncimile astfel obținute și eventual pentru un alt debit lichid se face un calcul de remuu. Se obține astfel linia suprafeței apei și deci noile pante de curgere și adîncimi la începutul intervalului Δt_2 ;

— se procedează în continuare în același mod pentru mai multe intervale de timp, pînă în momentul în care adîncimile de afuiere calculate devin neglijabile, sau cînd $u_0 > u_c$ sau $\tau_0 < \tau_c$.

În cele de mai sus s-a presupus, că pînă la realizarea echilibrului final, vitezele, respectiv eforturile de antrenare efective sînt tot timpul mai mari decît cele critice ; de asemenea, că, capacitatea de transport a apei în fiecare sector este suficient de mare pentru a asigura tranzitarea spre

aval atît a debitului solid sosit din sectorul amonte, cît și a celui provenit din erodarea propriei albii. O verificare în acest sens poate însă în anumite cazuri să devină necesară.

Metodele și relațiile empirice dau în mod aproximativ, adîncimea finală Δz_f (pentru $\tau_0 = \tau_c$) într-o secțiune curentă a sectorului de calcul. Astfel această mărime poate fi aplicată cu relația dată de Komura și Simmons:

$$\Delta z_f = \frac{14}{15}\,\frac{C_s}{c}\,\frac{d_{65r}}{h_r}\left(\exp\frac{15}{14}\,c\,X - 1\right) + \\ + h_r\left[1 - \exp\left(-\frac{c\,X}{14}\right)\right] - \frac{h_r}{2}\left(\frac{h_c}{h_r}\right)^3\left(\exp\frac{c\,X}{7} - 1\right) \tag{2.70}$$

în care:

X este distanța de la o secțiune de referință situată la distanța L, mult în aval de baraj, în care se presupune că nu au loc modificări ale cotei fundului;

h_r — adîncimea normală la debitul de calcul în secțiunea de referință;

c — exponent din relația exponențială a uzurii particulelor de fund cu ajutorul căreia se apreciază valoarea diametrului mediu în situația finală, într-o secțiune oarecare situată la distanța X față de secțiunea de referință; valoarea coeficintului de uzură mediu c se determină cu ajutorul curbelor granulometrice inițiale în secțiunea barajului și secțiunea de referință cu ajutorul relației $\frac{d_{99B}}{d_{65r}} = e^{cL}$;

C_s — coeficient definit cu relația $C_s = \tau_{*c}\,\sigma_d\left(\frac{tal}{\gamma} - 1\right)$, care introduce efectul de pavare al albiei; $\sigma_d = \sqrt{\frac{d_{84}}{d_{16}}}$; τ_{*c} și σ_d se calculează pentru situația inițială, valoarea lui σ_d fiind o medie pe sector.

În această relație indicele f se referă la starea finală, iar indicele r la secțiunea de referință.

Aplicație.

Se consideră o albie de lățime constantă $b = 90$ m și un coeficient de rugozitate $n = 0{,}029$ prin care curge un debit maxim de 300 m³/s. Secțiunea de referință se găsește la distanța $L = 8\,000$ m aval de baraj; d_{99} la baraj este egal cu 20 mm, $d_m = 2{,}5$ mm; d_{65} în secțiunea de referință este egal cu 9 mm; $\sigma_d = 6{,}1$; $\tau_{*c} = 0{,}05$.

Se cere să se calculeze adîncirea maximă Δz_B a albiei în secțiunea imediat aval de baraj, unde $X = L = 8\,000$ m.

Scanned with OKEN Scanner

Răspuns :

$$h_r = \left(\frac{n^2 Q^2}{b C_s d_{65}}\right)^{3/7} = 2{,}16 \text{ m}; \; C_s = 6{,}1 \cdot 0{,}05 \cdot 1{,}65 = 0{,}51$$

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\left(\frac{300}{90}\right)^2 \cdot \frac{1}{9{,}81}} = 1{,}07 \text{ m}$$

$$d_{99\,B}/d_{65\,r} = 20/9 = e^{8000\,c}; \; c = 0{,}0000985$$

Înlocuind toate aceste valori în relația de calcul, rezultă $\Delta z_B = 1{,}90$ m.

2.6.2. COLMATAREA LACURILOR DE ACUMULARE

Metoda bazată pe bilanțul aluviunilor se aplică folosind calculul prin diferențe finite, întocmai ca pentru deformația albiei în aval de baraje. Bilanțul debitului solid trebuie să ia în considerare de această dată și aluviunile în suspensie care prin decantare în lac, pot avea un rol important în colmatarea acestuia. Ecuația de bilanț este :

$$\frac{Q(\bar{\rho}_1 - \bar{\rho}_2)}{\gamma'_{al}} \Delta t = b \Delta l \, \Delta z \tag{2.71}$$

în care :

$\bar{\rho}_1$, $\bar{\rho}_2$ sînt turbiditățile medii în secțiunea de intrare și ieșire a sectorului considerat ;

Numeroase observații au pus în evidență variația exponențială a turbidității în lungul lacului. Expresia matematică a acesteia rezultă tot dintr-o ecuație de bilanț :

$$Q \, \Delta\bar{\rho} = (\bar{\rho} - \bar{\rho}_{tr}) \, \omega \, b \, \Delta l \tag{2.72}$$

în care :

$\bar{\rho}_{tr}$ este capacitatea de transport a curentului

ω — mărimea hidraulică a particulelor în suspensie.

Integrînd această ecuație în care se introduce valoarea lui $\bar{\rho}_{tr}$ se obține tocmai expresia exponențială a turbidității $\bar{\rho}$ în lungul lacului. Se poate astfel determina pentru fiecare secțiune turbiditatea de intrare și ieșire ; calculul se face pe fracțiuni granulometrice.

Calculele fiind foarte laborioase ele se efectuează pe baza unui program la calculatorul electronic.

Metoda folosind relații empirice este mai simplă, dar conduce la o apreciere aproximativă a colmatării lacurilor de acumulare întrucît pre-

Scanned with OKEN Scanner

supune că întregul debit solid afluent rămîne în cuprinsul acestora. Aproximațiile introduse sînt cu atît mai mari, cu cît volumul lacurilor este mai redus.

Într-o apreciere mai exactă, trebuie să se țină seama și de tranzitul spre aval, care crește în măsura în care crește și volumul depunerilor în lac. Volumul de depuneri, după t ani W_t, poate fi calculat cu formula lui O r t.

$$W_t = W_0 (1 - a^t) \quad [m^3] \tag{2.73}$$

în care :

W_0 este volumul limită de colmatare a lacului ;

a — indice de colmatare ; $a = 1 - \frac{W_1}{W_0} = 1 - \frac{R\varepsilon_1}{W_0}$;

R — stocul anual de aluviuni, în m³/an ;

W_1 — volumul de depuneri în primul an de exploatare, în m³ ;

ε_1 — gradul de limpezire a apei după primul an de exploatare a lacului.

În ipoteza extremă a colmatării totale a lacului, în cuprinsul acestuia trebuie să se asigure totuși rîului o albie de curgere, cu o suprafață cel puțin echivalentă celei din regim natural. În acest caz :

$$W_0 = V - L_0 S = V - \frac{\Delta H}{I} S$$

în care :

V este volumul total al lacului, la nivelul normal de retenție ;

L_o — lungimea lacului, determinată de intersecția nivelului normal de retenție, cu nivelul natural al rîului la debitul mediu de viitură, în m ;

ΔH — supraînălțarea nivelului la baraj (nivelul normal de retenție) față de nivelul rîului în albia naturală, la debitul mediu de viitură, în m ;

S — suprafața medie a secțiunii transversale a albiei naturale la debitul mediu de viitură, în m² ;

I — panta naturală a rîului.

Gradul de limpezire a apei în lac, după primul an de exploatare a acestuia este după Șamov :

$$\varepsilon_1 = \frac{W_1}{R} = 1 - \left(\frac{\Omega_{nat}}{\Omega_{barat}}\right)^n$$

în care :

Ω_{nat} este suprafața secțiunii transversale a rîului, într-un profil amonte de baraj, la un debit egal cu 0,75 Q_{max} calcul ;

Ω_{barat} — suprafața secțiunii transversale, în același profil în regim barat, la nivelul normal de retenție.

Scanned with OKEN Scanner

În funcție de panta I, n are următoarele valori :

$$I < 0{,}0001 \qquad n = 1{,}0 \ldots 0{,}8$$
$$0{,}0001 < I < 0{,}005 \qquad n = 0{,}8 \ldots 0{,}5$$
$$0{,}001 < I < 0{,}01 \qquad n = 0{,}5 \ldots 0{,}33$$

În mod aproximativ se poate presupune că volumul de depuneri W_t calculat conform indicațiilor de mai sus, are în secțiune longitudinală forma unui triunghi. Plecînd de la înălțimea zero la baraj, depunerile cresc linear în cuprinsul lacului pînă la o înălțime maximă $\Delta z_{max\,t}$ situată la distanța A_t de baraj ; de aici, descresc și ating din nou valoarea zero în zona amonte a lacului, la distanța B_t de vîrf. Pe această ultimă zonă, linia depunerilor condiționînd curgerea rîului, trebuie să îndeplinească condițiile pantei stabile, I_{stab}.

Lungimea totală a zonei de înnămolire, măsurată de la baraj este $L_t = A_t + B_t$.

Lungimile A_t și B_t se pot calcula din aproape în aproape, cu ajutorul relațiilor :

$$A_t = \varepsilon_t L_{t-1}; \quad B_t = \frac{\Delta H - I A_t}{I - I_{stab}}.$$

Gradul de limpezire a apei în anul t rezultă din raportul dintre volumul de depuneri și stocul solid din anul respectiv, înălțimea maximă a depunerilor $z_{max\,t}$ din valorile W_t, A_t și B_t.

2.7. PROGRAM DE CALCUL PENTRU DETERMINAREA ELEMENTELOR HIDRAULICE ȘI MORFOLOGICE ALE UNEI ALBII CU PAT AFUIABIL

Pentru întocmirea programului de calcul este necesar să se cunoască : geometria albiei, caracteristicile scurgerii lichide (debite, pante, viteze), stratificația, compactitatea și alcătuirea granulometrică a fundului, caracteristicile aluviunilor tîrîte (dimensiuni, formă, greutate specifică).

În afară de acești factori principali, desigur că trebuie luați în considerare și o seamă de factori secundari corespunzători unor condiții locale speciale (existența unor lucrări de regularizare în albie, a unor baraje de retenție sau afluenți, fenomene de pavare ale fundului etc.) [21].

2.7.1. CALCULUL DEBITULUI TÎRÎT

Pentru efortul (forța) de antrenare de fund S, efortul critic de antrenare τ_c și debitul specific tîrît g_f (greutatea sub apă) se pot utiliza relațiile :

$$S = \gamma t J \; ; \; \tau_c = a\,(\gamma_{al} - \gamma)\; d \; ; \; g_f = k_g\,(S - \tau_c)^{3/2}$$

În lipsă de date de teren se poate lua $a=0{,}047$ (Meyer-Peter) și $k_g=0{,}79$. Dacă din observațiile din natură se cunoaște adîncimea (debitul specific) la care începe transportul aluviunilor, valoarea coeficientului a poate fi determinată din egalitatea

$$S = \tau_c;\ a = \frac{\gamma\, h\, J}{(\gamma_{al}-\gamma)\, d}.$$

Dacă se calculează greutatea aluviunilor transportate într-o zi (24 ore), coeficientul relației respective devine $C_g=k_g$ 86 400, iar pentru calculul volumului de aluviuni tîrîte

$$C_v = k_g \frac{1}{\gamma_{al}-\gamma}\varepsilon\, 86400 = 53;\ (\varepsilon = 1{,}3)$$

Volumul tîrît într-o anumită zi T prin secțiunea transversală considerată i este :

$$V_{iT} = C_v\,(S_{iT} - \tau_{ci})^{3/2} \cdot B_{fiT} \quad [\mathrm{m^3/zi}]$$

în care B_{fi} este lățimea la plafon a albiei care participă la acest transport.

2.7.2. ECUAȚIILE CARE DAU MODIFICĂRILE COTEI FUNDULUI

Se presupune că pentru ziua T se cunosc : nivelul, adîncimile t, precum și pantele J ale apei în toate secțiunile i din profilul în lung. Din relația precedentă se observă că, cu excepția efortului critic de antrenare τ_{ci}, toate elementele relației depind atît de i (profilul considerat) cît și de timpul T luat în considerare.

Se presupun trei tronsoane de rîu delimitate de profilele i—1, i, i+1, E (fig. 2.19). În unitatea de timp (o zi) în tronsonul de mijloc i intră un volum de aluviuni tîrîte $V_{i+1,T}$ și iese volumul $V_{i,T}$. Dacă $V_{i+1,T} = V_{i,T}$ în acest tronson nivelul fundului rămîne neschimbat;

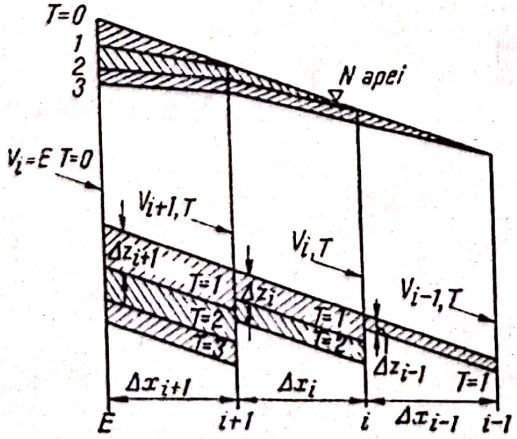


Fig. 2.19. Secțiune longitudinală schematică a unui tronson de rîu, în care eroziunea fundului avansează în sensul curentului.

dacă $V_{i+1,\,T} > V_{i,\,T}$ se produc depuneri, iar daacă $V_{i+1,\,T} < V_{i,\,T}$ se produc afuieri.

Nivelul fundului în tronsonul i se modifică în medie cu cantitatea

$$\Delta z_{iT} = \frac{V_{i+1,\,T} - V_{i,T}}{\Delta \lambda_i \cdot B_{fiT}}$$

Dacă în tronsonul $i+1$ nu intră aluviuni tîrîte pentru că de exemplu, la extremitatea amonte E a acestuia se găsește un baraj care le reține, volumul $V_{i+1,\,T}$ este luat în primul interval de timp, chiar din bieful respectiv prin erodarea fundului. Odată cu coborîrea acestuia se va înregistra aci și o cădere a suprafeței libere de curgere și implicit o variație a efortului (forței) de antrenare. În acest fel, la începutul intervalului de timp următor ($T=2$) în sectorul $i+1$ se stabilește un alt efort de antrenare, de obicei mai mic decît precedentul.

Dacă pentru $T=1$, sectorul aval i se găsea în echilibru ($V_{i+1,\,T} = V_{iT}$), pentru $T=2$, $V_{i+1,\,T} = V_{i,\,T}$, atît eroziunea, cît și căderea suprafeței libere din tronsonul $i+1$ se vor întinde și în tronsonul aval i.

— Cînd fundul unui sector este stîncos sau pavat, efortul critic de antrenare τ_{ci} este mai mare decît efortul (forța) de antrenare a curentului, pentru orice debit ($\tau_{ci} > S_i$); conform celor precedente ar urma $V_{iT} = 0$. Acesta nu se realizează însă totdeauna din cauza debitului tîrît care sosește din sectoarele amonte. Astfel, dacă $\tau_{ci} > S_{iT} > \tau_{c,i+1,T}$, debitul solid tîrît care sosește din tronsonul $i+1$ amonte este tranzitat prin sectorul i, iar $V_{i,T} \Rightarrow V_{i+1,\,T}$ ($V_{i,T} \neq 0$).

Chestiunea de a ști dacă în cazul $S_{iT} < \tau_{ci}$, volumul V_{iT} care iese din tronsonul i este efectiv nul, trebuie studiată nu numai pentru cazul fundurilor stîncoase sau pavate, ci pentru orice caz. Ea nu este importantă pentru nivelul apei în tronsonul i, ci pentru bilanțul volumului de aluviuni transportat.

Dacă $S_{i,T} > \tau_{ci}$ și $V_{i,T} > V_{i+1,\,T}$ în tronsonul i se produce o eroziune. Dacă $S_{i,T} > \tau_{ci}$ și $V_{i,T} < V_{i+1,\,T}$, trebuie deosebite trei cazuri de calcul :

Cazul a : $S_{i,\,T} < S_{i+1,\,T}$ și $d_i \leqslant d_{i+1}$; $V_{i,T} = C_v\,(S_{i,T} - \tau_{ci})^{3/2}\,B_{fiT}$

Cazul b : $S_{i,T} < S_{i+1,\,T}$ și $d_i > d_{i+1}$; $V_{i,T} = C_v\,(S_{i,T} - \tau_{c,i+1})^{3/2}\,B_{fiT}$

Cazul c : $S_i \geqslant S_{i+1}$

În cazul a și b în tronsonul i se produc depuneri ; în cazul c în tronsonul i nu se produc depuneri.

2.7.3. ECUAȚIILE PENTRU CALCULUL NIVELURILOR SUPRAFEȚEI APEI

Începînd calculul cu secțiunea transversală aval $i=1$, trebuie ca pentru fiecare moment t să se calculeze nivelul apei pentru fiecare debit și pentru nivelul modificat al fundului. Secțiunea aval $i=1$ trebuie să

se găsească într-un sector stabil pentru care relația între nivelul apei și debit este cunoscută și poate fi menținută. Conform figurii 2.20 înălțimea absolută a suprafeței apei este :

$$H_i = H_{i-1} + J_m\, l_{i-1} + h_{i-1} - h_i$$

Ținînd seama și de posibilitatea unei viituri cînd albia majoră participă la curgere, se pot utiliza următoarele relații (fig. 2.20 și 2.21) :

$$h = \frac{1}{2g\,Q}\,(F_s\, v_s^3 + F_p\, v_p^3 + F_d\, v_d^3)$$

și

$$J = \frac{Q^2}{(W_s F_s + W_p F_p + W_d F_d)^2}$$

în care :

$$W_s = k_s\, R_s^{2/3} \left(\frac{L_p}{L_s}\right)^{1/2};\ W_p = k_p\, R_p^{2/3};\ W_d = k_d\, R_d^{2/3} \left(\frac{L_p}{L_d}\right)^{1/2}$$

În cele de mai sus factorii $\left(\frac{L_p}{L_s}\right)^{1/2}$ și $\left(\frac{L_p}{L_d}\right)^{1/2}$ țin seama de efectul curbelor asupra valorii pantelor de curgere. L_p este distanța între două secțiuni transversale măsurată după axul albiei principale (minore) ; L_s și L_d distanțele măsurate după axul albiei majore stînga, respectiv dreapta ; k_s, k_p și k_d sînt coeficienții de debit după Strickler.

2.7.4. GEOMETRIA ALBIEI

Pentru definirea acesteia se utilizează coordonate orizontale și verticale. Axa xx' este situată în axul albiei principale în timp ce valorile y reprezintă distanțele de la limitele din stînga ale profilelor. Coordonatele Z corespund înălțimilor deasupra planului de comparație (fig. 2.21).

Calculul secțiunilor de curgere elementare ΔF și a perimetrului muiat ΔU se poate face după indicațiile din figura 2.22.

Diagrama de structură pentru calculul hidraulic (nivelul suprafeței apei, secțiunea și perimetrul muit, panta liniei energetice etc.), calcul care trebuie repetat în fiecare secțiune a tronsonului studiat, este dată în figura 2.23.

Acest calcul nu mai figurează în diagrama de structură a ansamblului calculelor (fig. 2.24) și nici în programul ALGOL (tabelul 2.7) fiind înlocuit cu titlul său, respectiv cu expresia PROCEDURE ENERG. [21].

Semnificația notațiilor utilizate se găsește în tabelele 2.7, 2.8, 2.9 și 2.10.

Scanned with OKEN Scanner

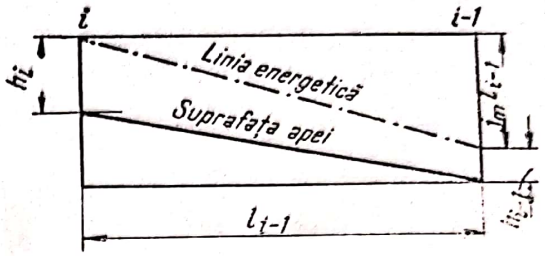


Fig. 2.20. Schemă pentru calculul nivelului suprafeței libere.

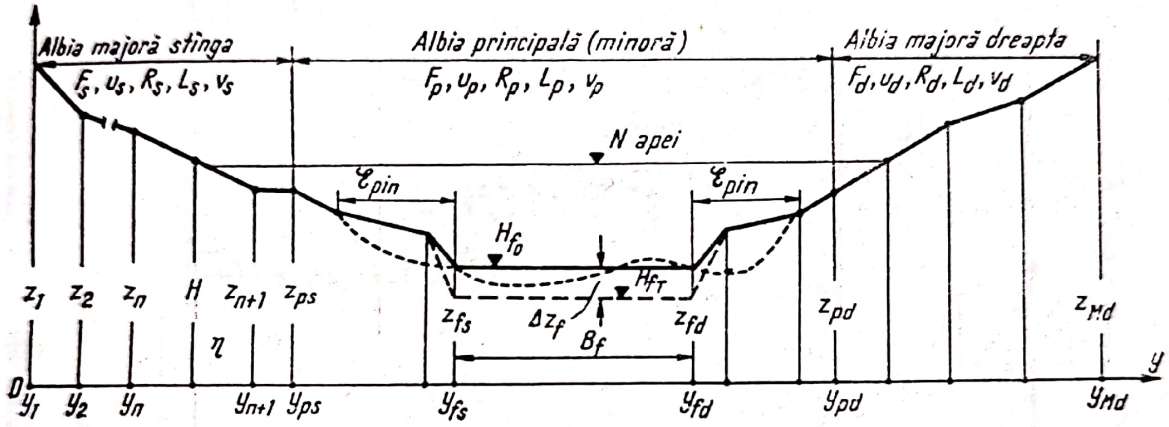


Fig. 2.21. Schița secțiunii transversale de calcul.

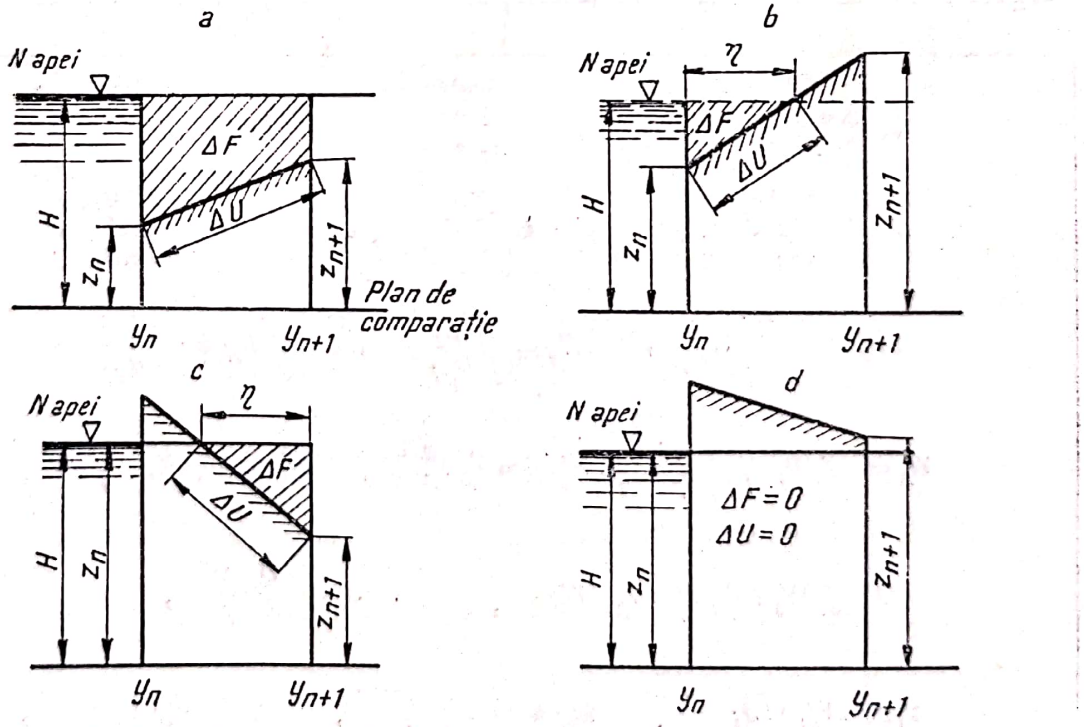
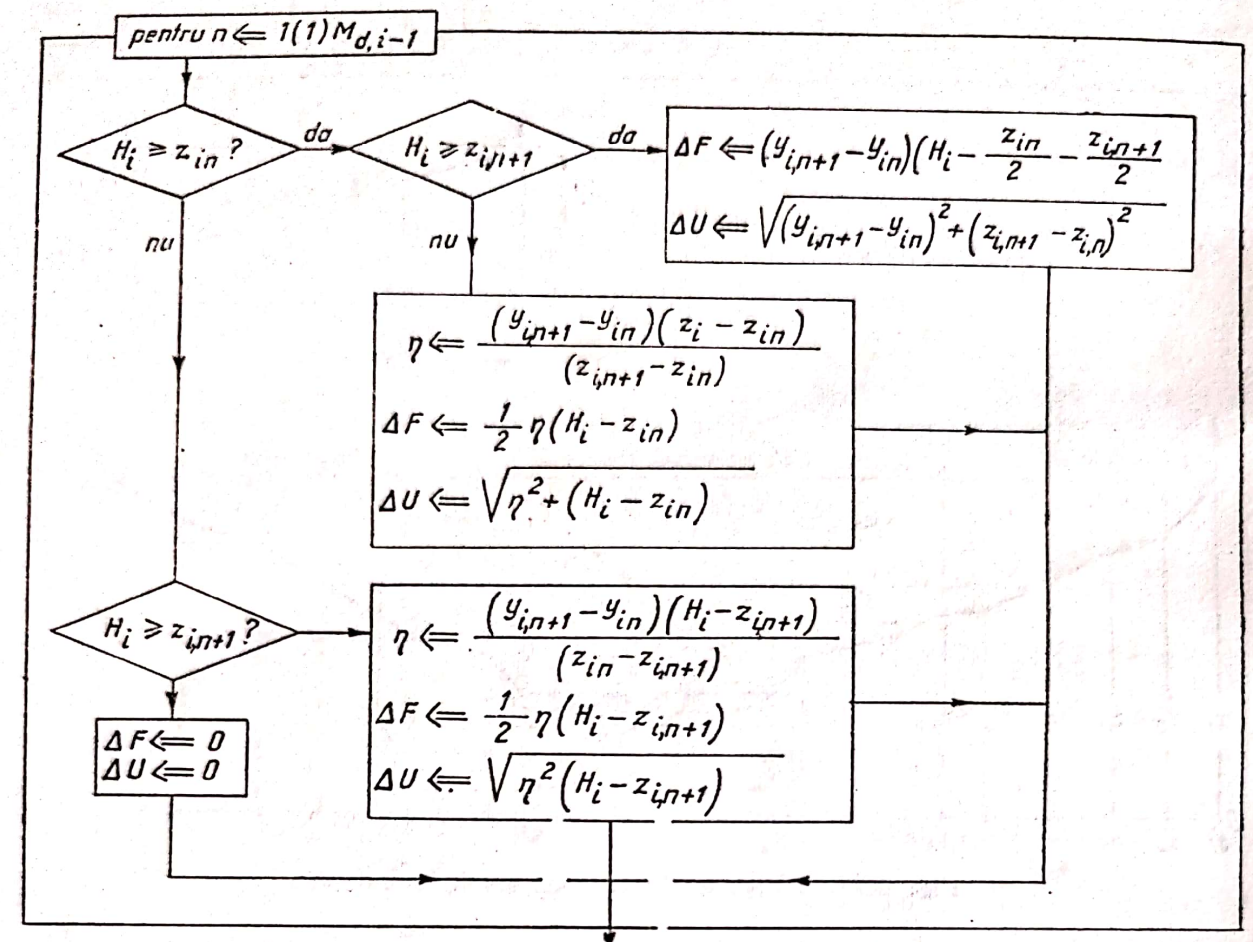


Fig. 2.22. Calculul secțiunii de curgere și a perimetrului muiat, cu ajutorul coordonatelor orizontale și verticale:

cazul *a*: $H \geqslant Z_n$, $H \geqslant Z_{n+1}$
cazul *b*: $H \geqslant Z_n$, $H < Z_{n+1}$
cazul *c*: $H > Z_n$, $H < Z_{n+1}$
cazul *d*: $H > Z_n$, $H < Z_{n+1}$



$$F_{si} \Leftarrow \sum_{n=1}^{n=psi} \Delta F \quad , \quad F_{pi} \Leftarrow \sum_{n=psi}^{n=pdi} \Delta F \quad , \quad F_{di} \Leftarrow \sum_{n=pdi}^{n=Mdi} \Delta F \quad ,$$

$$U_{si} \Leftarrow \sum_{n=1}^{n=psi} \Delta U \quad , \quad U_{pi} \Leftarrow \sum_{n=psi}^{n=pdi} \Delta U \quad , \quad U_{di} \Leftarrow \sum_{n=pdi}^{n=Mdi} \Delta U \quad ,$$

$$P_s \Leftarrow \frac{F_{si}}{U_{si}} \quad , \quad R_p \Leftarrow \frac{F_{pi}}{U_{pi}} \quad , \quad R_d \Leftarrow \frac{F_{di}}{U_{di}} \quad ,$$

$$W_s \Leftarrow K_s R_s^{2/3} \sqrt{\frac{L_{pi}}{L_{si}}} \quad , \quad W_p \Leftarrow K_p R_p^{2/3} \quad , \quad W_d \Leftarrow K_d R_d^{2/3} \sqrt{\frac{L_{pi}}{L_{di}}} \quad ,$$

$$A = F_{si} W_s + F_{pi} W_p + F_{pd} W_d \quad , \qquad J_i = \left(\frac{Q}{A}\right)^2 \quad ,$$

$$v_{si} \Leftarrow W_s \sqrt{J_i} \quad , \quad v_{pi} \Leftarrow W_p \sqrt{J_i} \quad , \quad v_{di} \Leftarrow W_d \sqrt{J_i} \quad ,$$

$$h_i \Leftarrow \frac{1}{2gQ}\left(v_{si}^3 F_{si} + v_{pi}^3 F_{pi} + v_{di}^3 F_{di}\right)$$

Fig. 2.23. Diagramă de structură pentru calcul hidraulic (nivelul suprafeței apei, secțiunea și perimetrul muiat, panta liniei energetice).

Scanned with OKEN Scanner

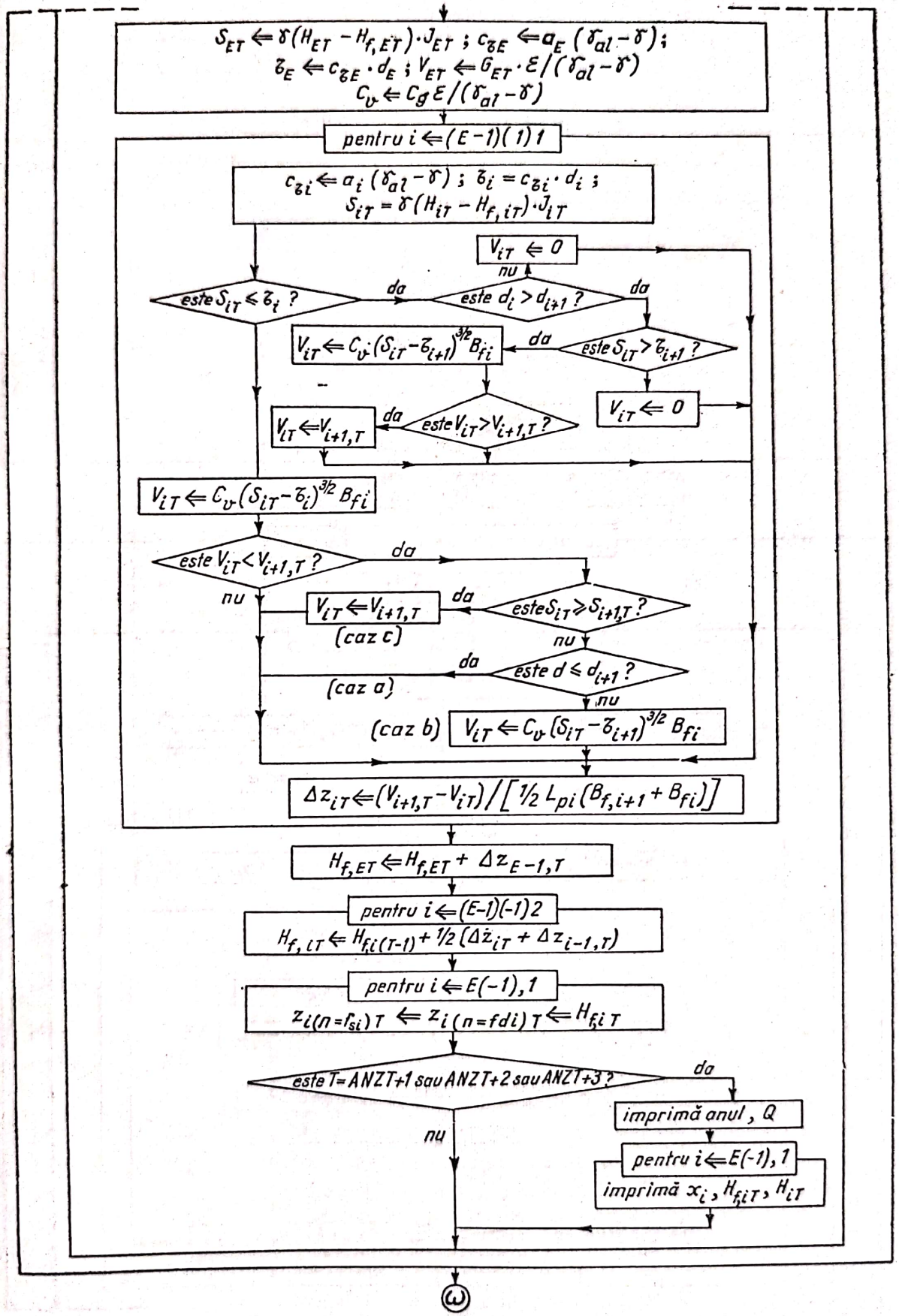


Fig. 2.24. Diagrama de structură pentru ansamblul calculului.

Scanned with OKEN Scanner

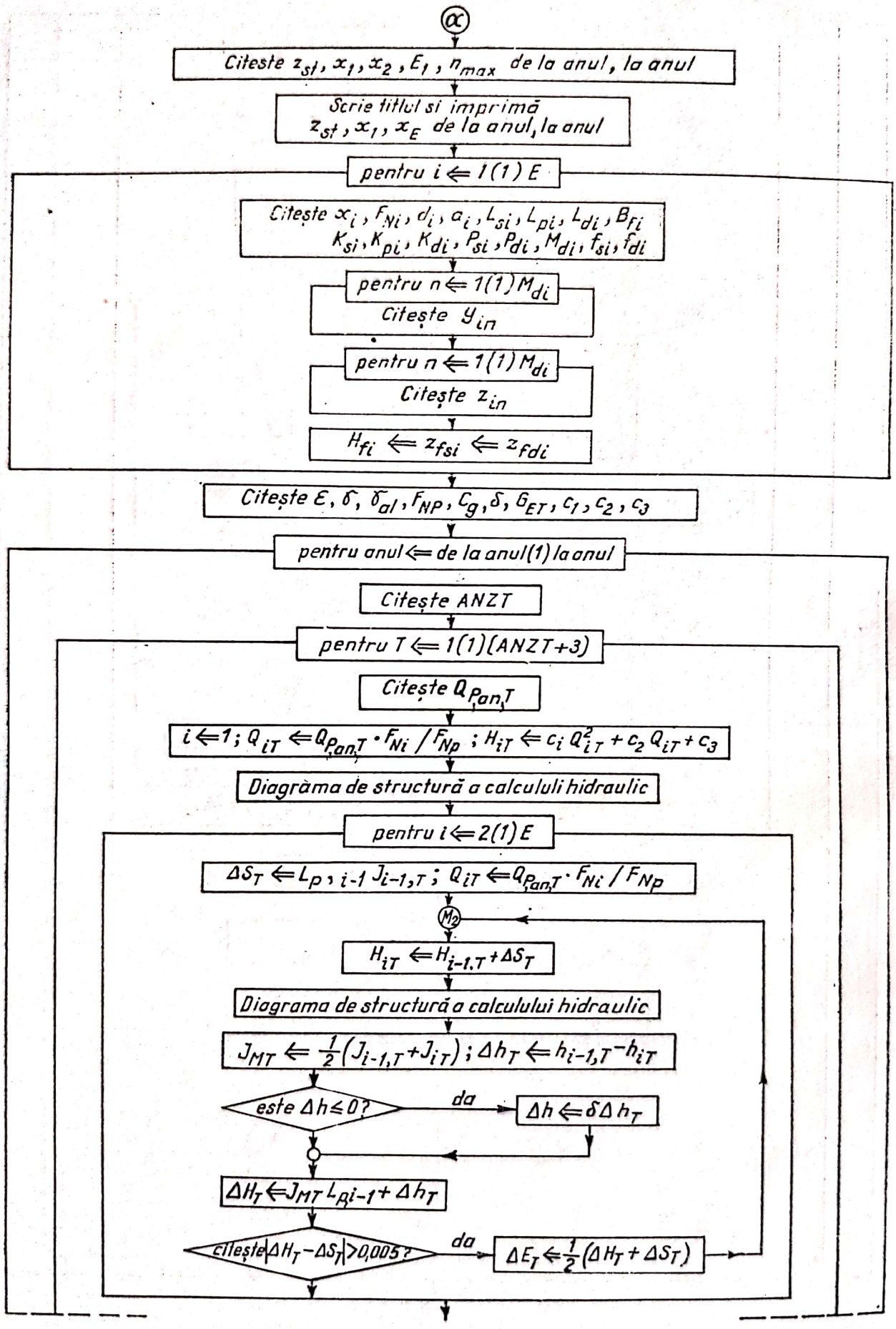


Fig. 2.25. Diagramă de structură pentru ansamblul calculului (continuare fig. 2.24).

Scanned with OKEN Scanner

Tabelul 2.7

Semnificația notațiilor utilizate

În programul ALGOL	În text sau în diagrama de structură	Semnificația	Unități
AI	A	$Q/\sqrt{J(I)}$ sau $Q/\sqrt{J_i}$	m³/s
A [I]	a_i	Coeficient în expresia efortului critic τ_c	—
ANZT	—	Numărul de zile ale anului introdus în calcule	—
BS (I)	B_{fi}	Lățimea la plafon a albiei pe care se face transportul solid de fund	—
C1,C2,C3	c_1,c_2,c_3	Ceficienți în ecuația curbei debitelor, în secțiunea transversală aval a tronsonului de calcul	—
CGT	C_g	Ceficient în formula pentru determinarea debitului specific tîrît zilnic (greutate sub apă)	—
CV	C_v	Idem pentru volumul specific transportat zilnic	—
DELTA	δ	Factor de diminuare a vitezelor în mișcarea întîrziată	—
DF	ΔF	Suprafețe parțiale între două ordonate succesive	m²
DH	ΔH	Diferența de nivel calculată între suprafețele apei din secțiunile transversale extreme ale tronsonului de calcul de lungime $LF(I)$ sau L_{pi}	m
DHV	Δv	Diferența între vitezele medii din secțiunile extreme ale tronsonului de calcul de lungime $LP(I)$ sau L_{pi}	m/s
DM (I)	d_i	Diametrul mediu al particulelor tîrîte	m
DS	Δs	Diferența de nivel admisă între suprafețele apei din secțiunile transversale extreme ale tronsonului de calcul de lungime $LP(I)$, sau L_{Di}	m
DU	ΔU	Partea din perimetrul muiat, între două ordonate succesive	m
DZ(I)	Δz_i	Modificarea zilnică a nivelului fundului, între două secțiuni transversale succesive I și $I+1$, sau i și $i+1$	m
E	E	Numărul de profile transversale introduse în calcul, ale tronsonului	—
EPSILON	ε	Raportul dintre greutatea specifică și greutatea efectivă a unui m³ de aluviuni tîrîte	—
F	$\Sigma\Delta F$	Suprafața de curgere	m²
FE(I)	pdi	Valoarea indicelui N sau n pentru punctul terenului natural din profilul transversal I sau i, care constituie limita din dreapta a albiei principale	—
FFUSS	F_{pi}	Suprafața de curgere din albia principală	m²
FLINKS	F_{si}	Idem din albia majoră stîngă	m²
FNP	F_{NP}	Suprafața bazinului hidrografic a rîului pînă în secțiunea transversală de calcul (înregistrare) a debitelor	m²
FN(I)	F_{Ni}	Idem, pînă în profilul I sau i	m²
FRECHPS	F_{di}	Suprafața de curgere din albia majoră dreaptă	m²

Scanned with OKEN Scanner

Tabelul 2.7 (continuare)

În programul ALGOL	În text sau în diagrama de structură	Semnificația	Unități
GIT	G_{iT}	Cantitatea de aluviuni transportată în timpul unei zile T, prin secțiunea transversală I sau i	N
GIT(I)	G_{ET}	Cantitate de aluviuni care intră într-o zi din tronsonul de rîu studiat	N
GS	γ_{al}	Greutatea specifică a aluviunilor tîrîte	kN/m³
GW	γ	Greutatea specifică a apei	kN/m³
H(I)	H_i	Nivelul apei în profilul transversal I sau i (deasupra planului de comparație)	m
HV(I)	h_i	Înălțimea cinetică în secțiunea I sau i	—
H	i	Indici ai profilelor transversale succesive, cu pasul egal cu 1, crescînd de la 1 la E în sens invers curentului	—
J(I)	J_i	Idem în profilul I sau i	—
JM	J_M	Panta medie a liniei energetice între două profile transversale	—
KF(I)	K_{pi}	Coeficient de debit a albiei principale în profilul I sau i (după Strikler)	m$^{1/3}$/s
KL(I)	K_{si}	Idem a albiei majore, stînga	—
KR(I)	K_{di}	Idem a albiei majore, dreapta	—
LE(I)	psi	Valoarea indicelui N sau n pentru punctul terenului natural din profilul transversal I sau i, care formează limita între partea stîngă a albiei majore și albia rîului	—
LF(I)	L_{pi}	Distanța între două profile transversale vecine măsurate după axa albiei principale. Lungimea pasului de calcul	m
LL(I)	L_{si}	Idem, după axul albiei majore, stînga	m
LR(I)	L_{di}	Idem după axul albiei majore, dreapta	m
PS(I)	f_{si}	Valorile indicelui N sau n în profilul I sau i, pentru limita stîngă a fundului pe care se produce mișcarea aluviunilor	m
MAXN	n_{max}	Cea mai mare valoare a indicelui $RE(I)$ sau M_{di} din tronsonul de rîu considerat	—
N	n	Indici ai punctelor unui profil transversal definite prin coordonate, crescînd de la stînga la dreapta de la 1 la $RE(I)$ sau M_{di}	—
Q(I)	Q_i	Debitul total într-un profil transversal I sau i	m³/s
QPJT	Q_{PanT}	Debitul total staționar în postul de observație, într-o zi determinată a unui an	m³/s
MD(I)	M_{di}	Valoarea indicelui N sau n pentru punctul din secțiunea transversală situat la extrema dreaptă a albiei majore	—

Scanned with OKEN Scanner

Tabelul 2.7 (continuare)

In programul ALGOL	In text sau în diagrama de structură	Semnificația	Unități
RFL	R_p	Raza hidraulică a secțiunei de curgere din albia principală	m
RLI	R_s	Idem a albiei majore stîngi	m
RS(I)	f_{di}	Valoarea pe care o ia indicele N sau n în profilul I sau i pentru extremitatea dreapta a fundului pe care se produce undarea aluviunilor	—
S(I)	S_i	Efortul (forța de antrenare) în profilul transversal I sau i	N/m²
SH(I)	H_{fi}	Nivelul mediu al fundului mobil în profilul transversal I sau i (în raport cu planul de comaprație)	m
T	T	Indicele zilelor care intervin în calcul, crescînd de la 1 la $ANZT$	—
TAU(I)	τ_i	Efortul (forța) limită de antrenare în secțiunea I sau i	N/m²
U	$\Sigma\Delta U$	Suma continuă a părților perimetrului muiat DU	m
UFLUSS	U_{pi}	Perimetrul muiat al albiei principale	m
ULINKS	U_{si}	Idem a albiei majore stînga	m
URECHTS	U_d	Idem a albiei majore dreapta	m
VFL	v_{pi}	Viteza medie a curentului îu albia principală	m/s
VLI	v_{si}	Idem în albia majoră stînga	m/s
VOLUMEN (I)	V_{iT}	Volumul de aluviuni tîrîte care trece timp de o zi priu profilul I sau i	m³/s
VRE	v_{di}	Viteza medie în albia majoră dreapta	m/s
X(I)	x_i	Distanța axei albiei principale în profilul transversal I sau i, față de origine	km
XE	y_E	Amplasament exprimat în distanță kilometrică de la extremitatea amonte a sectorului de calcul	km
XX	x_t	Idem de la extremitatea aval	km
Y(I,N)	y_{in}	Abscisa unui punct al terenului natural în profilul I sau i	m
Z(I,N)	z_{in}	Idem ordonata	m
ZST	Zst	Numerotarea situației albiei și a debitului	m

Tabelul 2.8

Programul ALGOL

```
'BEGIN'
'REAL' XX, XE, DELTA, GIT, GITI, GW, GS, FNP, CGT, OPJT, DS, JM, DH, DHV,
       CV, EPSILON, C1, C2, C3;
'INTEGER' ZST, E, MAXN, VONJAHR, BISJAHR, I, N, JAHR, T, ANZT, IL, IR;
READ (C1, C2, C3);
```

Tabelul 2.8 (continuare)

```
READ (ZST, XX, XE, E, MAXN, VONJAHR, BISJAHR);
WRITE('
BERECHNUNG DER VERAENDERUNGEN DER HOEHENLAGE DER FLUSSOHLE
      UND DES WASSWESPIEGEPS IM ABSCHNITT VON KM'');
TYPE (XX); WRITE (''BIS KM'');
TYPE (XE); WRITE ('
ZWISCHEN DEN JAHREN''); TYPE (VONJAHR);
WRITE (''UND''); TYPE (BISJAHR);
WRITE ('
ZUSTAND  ''); TYPE (ZST);
'BEGIN'
'REAL' 'ARRAY' X, FN, DM, A, BS, KL, KF, KR, VOLUMEN, LL, LF, LR, S, TAU,
      AGSGW, DZ, SH, H, Q, J, HV [1:E], Y, Z[1:E, 1:MAXN];
'INTEGER' 'ARRAY' LE, FE, RE, LS, RS [1:E];
'PROCEDURE' ENERG (I, J, HV);
'VALUE' I;
'INTEGER' I;
'ARRAY' J, HV;
      'BEGIN'
'REAL' F, U, DIY, DIZ, DF, DU, DIH, ZZ, HDI, FLINKS, ULINKS, FRECHTS,
      URECHTS, FFLUSS, UFLUSS, RLI, WLI, RRE, WRE, WFL, RFL, AI, V, VLI,
      VFL, VRE;
INTEGER' NEND, NANF, N, IZAHL;
NEND:= LE [I] =1;
NANF: = 1;
IZAHL: = 1;
ALFA:
F:= U:=0;
'FOR' N : = NANZ 'STEP' 1 'UNTIL' NEND ' DO'
      'BEGIN'
DIY:=Y[1, N+1] — Y[I, N];
DIZ:=Z[I, N+1] — Z[I,N];
'IF' H [I] 'NOT LESS' Z [I,N] 'THEN'
      'BEGIN'
'IF' H [I] 'NOT LESS' Z [I, N+1] 'THEN'
      'BEGIN'
DF:=DIY×(H[I]—0,5×Z[I,N]—0.5×Z[I,N+1]);
DU:=SQRT (DIY×DIY+DIZ×DIZ)
      'END'
'EPSE'
      'BEGIN'
DIH:=H[I]—Z[I,N];
ZZ:=DIY×DIH/DIZ;
DF:=0.5×ZZ×DIH;
DU:=SQRT (ZZ×ZZ+DIH×DIH)
      'END'
      'END'
'ELSE'
      'BEGIN'
'IF' H [I]'GREATER' Z[I, N+1] 'THEN
      'BEGIN'
HDI:=H[I]—Z[I, N+1];
ZZ:=DIY×HDI/(Z [I,N]—Z[I,N+1]);
DF:=0,5×ZZ×HDI;
DU:=SQRT (ZZ×ZZ+H )I×HDI)
      'END'
```

Tabelul 2.8 (continuare)

```
'ELSE'
      'BEGIN'
DF:=DU:=0
      'END'
      'END'
F:=F+DF
U:=U+DU
      'END'
'IF' IZAHL' EQUAL' 1 'THEN'
      'BEGIN'
FLINKS:=F;
ULINKS:=U;
NANF:=LE[I];
NEND:=FE[I] —1;
IZAHL:=2;
'GOTO' ALFA
      'END'
'ELSE'
      'BEGIN'
'IF' IZAHL 'EQUAL' 2 'THEN'
      'BEGIN'
FFLUSS:=F;
UFLUSS:=U;
NANF:=FE[I];
NEND:=RE[I] —1;
IZAHL:=3;
'GOTO' ALFA
      'END'
'ELSE'
      'BEGIN'
FRECHTS:=F;
URECHTS:=U
      'END'
      'END'
'IF' ULINKS'EQUAL' 0 'THEN'
      'BEGIN'
RLI:=0;
WL I:=0
      'END'
'ELSE'
      'BEGIN'
RL I:=FLINKS/ULINKS;
'IF' RLI 'NOT GREATER' 0 'THEN'
WLI:=0
'ELSE'
WLI:=KL[I] × EXP (0.66666666667×LN(RLI)×SQRT(LF[I]/LL[I])
      'END';
'IF' URECHTS 'EQUAL' 0 'THEN'
      'BEGIN'
RRE:=0;
WRE:=0
      'END'
'ELSE'
      'BEGIN'
RRE:=FRECHTS/URECHTS;
```

Tabelul 2.8 (continuare)

```
'IF' RRE 'NOT GREATER' 0 'THEN'
WRE:=0
'ELSE'
WRE: KR[I] × EXP (0,66666666667×LN(RRE))×SQRT(LF[I]/LR[I])
     'END';
RFL:=FFLUSS/UFLUSS;
'IF' RFK 'NOT GRATER' 0 'THEN' WFL:=0
'ELSE'
WFL:=KF[I] × EXP (0.66666666667×LN(RFL);
AI:=FLINKS×WLI+FFLUSS×WFL+FRECHTS×WRE;
J[I]:=Q[I]×Q[I]/(AI×AI)
V:=SQRT (J[I]);
VLI:=WLI×V;
VFL:=WFL×V;
VRE:=WRE×V;
HV[I]:=(VLI×VLI×VLI×FLINKS
       +VFL×VFL×VFL×FLUSS
       +VRE×VRE×VRE×FRECHTS)/19.82×Q [I];
     'END' PROCEDURE ENERG;
'FOR' I:=1 'STEP' 1 'UNTIL' E 'DO'
     'BEGIN' READ (X[I], FN[I], DM[I], A[I], LL[I],
          LF[I], LR[I], BS[I], KL[I], KZ[I], KR[I],
          LE[I], FE[I], RE[I], LS[I], RS[I];)
'FOR'N:=1 'STEP' 1 'UNTIL' RE [I] 'DO'
READ (Z[I,N]);
'FOR'N:=1'STEP'1'UNTIL'—RE[I]'DO'
READ(Z[I,N]); IL:=LS[I];
IR:=RS[I];
'IF' Z [I, IL] 'EQUAL' Z [I, IR] 'THEN'
SH [I]:=Z [I, IL]
'ELSE'
     'BEGIN'
WRITE ('
FEHLER BEI DATEN VON KM'); TYPE (X[I]);
'GOTO' STOP
     'END'
     'END';
READ (EPSILON, GW, GS, FNP, CGT, DELTA, GIT1);
'FOR' JAHR:=VONJAHR 'STEP' 1 'UNTIL' BISJAHR 'DO'
     'BEGIN'
READ (ANZT);
'FOR' T:=1 'STEP' 1 'UNTIL' ANZT +3 'DO'
'BEGIN'
READ (QPJT);
I:=1;
Q[I]:=QPJT×FN[I]/FNP;
H[I]:=C1×Q[I]×Q[I]+C2×Q[I]+C3;
ENERG (I,J,HV);
'FOR' I:=2' STEP' 1 'UNTIL' E 'DO'
     'BEGIN'
DS:=LF[I—1]×J[I—1];
Q[I]:=QPJT×FN[I]/FNP;
M2: H[I]:=H[I—1]+DS;
ENERG (I, J, HV);
JM:=0,5×(J[I—1]+J[I]);
```

Tabelul 2.8 (continuare)

```
DHV:=HV[I—1]—HV[I];
'IF' DHV 'NOT GREATER' 0 'THEN'
DHV:=DELTA×DHV;
DH:=JM×LF[I—1]+DHV;
'IF' ABS(DH—DS) 'GREATER' 0,005 'THEN'
      'BEGIN'
DS:=0,5×(DH+DS);
'GOTO' M2
      'END';
'END';
S[E]:=GW×(H[E]—SH[E])×J[E];
AGSGW[E]:=A[E]×(GS—GW);
TAU[E]:=AGSGW[E]×DM[E];
VOLUMEN[E]:=GIT1×EPSILON/(GS—GW);
CV:=CGT×EPSILON/(GS—GW);
'FOR' I:= (E—1) 'STEP' —1 'UNTIL' 1 'DO'
'BEGIN'
AGSGW[I] :=A[I]×(GS—GW);
S[I]:=GW×(H[I]—SH[I])×J[I];
TAU[I]:=AGSGW[I]×DM[I];
'IF' S[I] 'NOT GREATER' TAU[I] 'THEN'
'BEGIN'
'IF' DM[I] 'GREATER' DM[I+1] 'THEN'
'BEGIN'
'IF' S[I] 'GREATER' TAU[I+1] 'THEN'
'BEGIN'
'VOLUMEN[I]:=CV×EXP (1,5×LN(S[I]—TAU[I+1]) )×BS[I];
'IF' VOLUMEN[I] 'GREATER' VOLUMEN [I+1] 'THEN'
VOLUMEN[I]:=VOLUMEN [I+1];
'END'
'ELSE'
VOLUMEN [I]:=0;
'END'
'ELSE'
VOLUMEN [I]:=0;
'END'
'ELSE'
'BEGIN'
VOLUMEN I :=CV×EXP (1,5×LN(S[I]—TAU[I]) × BS[I];
'IF' VOLUMEN [I] 'LESS' VOLUMEN [I+1] 'THEN'
'BEGIN'
'IF' S[I] 'NOT LESS' S[I+1] 'THEN'
VOLUMEN [I]:= VOLUMEN [I+1]
'ELSE'
'BEGIN'
'IF' DM[I] 'GREATER' DM[I+1] 'THEN'
VOLUMEN [I] :=CV×EXP (1,5×LN(S[I] — TAU[I+1])) × BS[I];
      'END'
      'END'
      'END'
DZ[I] := (VOLUMEN [I+1] — VOLUMEN [I]/(0,5×LF[I] × (BS[I+1] + BS[I]));
      'END'
SH[E] :=SH[E]+DZ[E—1];   'FOR' I:=E—1 'STEP' —1 'UNTIL' 2 'DO'
SH[I]:=SH[I]+0,5×(DZ[I]+DZ[I—1]);
```

Tabelul 2.8. (continuare)

```
'FOR'I :=E 'STEP' — 1 'UNTIL' 1 'DO'
      'BEGIN'
IL:=LS[I];
IR:=RS[I]
Z[I,IL]:=SH[I];
Z[I,IR]:= H[I]
      'END';
'IF' T 'EQUAL' ANZT+1 'OR' T 'EQUAL' ANZT+2 'OR' T 'EQUAL'
                                              ANZT+3 'THEN'
'BEGIN'
WRITE('
WASSERSTAENDE DEI EINEM ABFLUSS VON '); TYPE (QPJT);
WRITE ('CBM/S
AM PEGEL
      X[I] J[I] S[I] TAU[I] VOLUMEN[I] SH[I] H[I]
');
'FOR' I:=E'STEP' —1 'UNTIL' 1 'DO'
      'BEGIN'
FIXT (4,3,X[I]); SPACE (2);
FIXT (0,7,J[I]); SPACE (2);
FIXT (5,3,S[I]; SPACE (2):
FIXT (5,3, TAU[I]); SPACE (2);
FIXT (7,2, VOLUMEN[I]); SPACE (2);
FIXT (4,2, SH[I]); SPACE (2);
FIXT (4,2, H[I]); WRITE ('
')
      'END'
      'END'
      'END'
      'END'
STOP:
      'END'
      'END'
```

Tabelul 2.9

Semificația pozițiilor ALGOL utilizate în program

begin	= începe
end	= termină
read	= citește
write	= scrie
real	= real
integer	= întreg (număr)
array	= formație
type	= tip
procedure	= procedeu
comment	= observație
go to	= transfer (mergi la)
do	= efectuează
if...then...	= dacă
else	= altminteri, în caz contrar
for	= pentru
sqrt (*E*)	= $\sqrt{E}$
step 1	= cu pasul 1
until *m*	= pînă la valoarea *m*

Tabelul 2.10

Traducerea termenilor germani din programul ALGOL

Von Jahr	= din anul
Bis Jahr	= pînă în anul
Berechnung der Veränderungen der Höhenlage der Flusssohle und des Wasserspiegels	= calculul modificărilor cotei fundului și oglinzii apei
In Abschnitt von km	= în tronsonul de la km
Zwischen den Jahren	= între anii
Zustand	= situație
Links	= la stînga
Rechts	= la dreapta
Fluss	= rîu
Zahl	= număr
Auf	= început
End	= sfîrșit
Fehler bei Daten	= greșeli în date
Wasserstände bei einem Abfluss von	= nivelul apelor pentru un debit de
Am Pegel	= la postul de observație

CAPITOLUL 3

PRINCIPIILE, METODELE ȘI PRACTICA REGULARIZĂRII ÎN CURENT LIBER

Amenajarea unui curs de apă presupune executarea unei serii de lucrări în bazinul de recepție și în albie. Lucrările în bazine urmăresc în majoritatea cazurilor micșorarea eroziunilor și fixarea versanților. În acest scop, se execută împăduriri, plantații și diferite lucrări ca : valuri de pămînt și canale de coastă, terasări, garduri de nuiele și cleionaje, ziduri de sprijin etc. Pentru atenuarea viiturilor și pentru alte folosințe (energetică, irigații, alimentări cu apă, piscicultură etc.) în bazine se construiesc baraje cu lacuri de acumulare.

Lucrările în albie se pot executa în regim de curgere liberă sau în regim barat, cînd în anumite secțiuni ale cursului de apă se construiesc baraje care concentrează o parte din panta de curgere într-un număr de trepte locale de cădere. Rezultă cele două metode de îmbunătățire ale curgerii în albie, cunoscute sub numele de *regularizarea în curent liber* și *regularizarea în regim barat* (canalizarea cursurilor de apă).

Lucrările de regularizare în curent liber pot avea un caracter conservativ sau radical, după concepția care a stat la baza proiectării lor.

Regularizarea conservativă urmărește strîngerea apelor rîului într-o albie unică, cu un traseu și o secțiune de curgere cît mai regulată, dar în așa fel încît noua albie regularizată să urmărească cît mai de aproape linia malurilor și a vechiului talveg. Prin aceasta, echilibrul curgerii este deranjat într-o măsură foarte mică și cantitățile suplimentare de aluviuni puse în mișcare datorită lucrărilor de regularizare sînt reduse.

Regularizarea radicală se caracterizează prin crearea în mare măsură a unei noi albii, cu lucrări importante de străpungere și corectare. Aceste lucrări produc modificări sensibile în regimul de curgere și au ca urmare deplasarea unei cantități apreciabile de aluviuni. Sectoarele amonte se adîncesc în timp ce în sectoarele aval se produc înnisipări și apar bancuri. Situația poate fi îmbunătățită, prin sporirea capacității de transport a curentului (calibrarea albiei), prin dirijarea debitului solid suplimentar în spații naturale de sedimentare (brațe secundare, întinsuri), sau eventual prin îndepărtarea aluviunilor cu ajutorul dragajelor.

Regularizarea conservativă prezintă mai multă siguranță în ce privește rezultatele scontate. Unele din neajunsurile acestei metode, cum sînt adîncimile insuficiente pentru navigație, pot fi remediate ulterior printr-o regularizare pentru apele mici.

Scanned with OKEN Scanner

Lucrările de amenajare executate în bazin și în albie au ca rezultat: regularizarea curgerii debitului lichid și solid și în general reducerea acestuia din urmă, calibrarea și fixarea albiei, îmbunătățirea curgerii gheţurilor ca urmare a realizării unei albii stabile puțin rugoase, cu adîncimi suficiente și cu un traseu hidrodinamic.

În cele ce urmează, se studiază numai metodele și lucrările necesare regularizării albiei.

3.1. EVOLUȚIA METODELOR DE REGULARIZARE

Regularizarea albiei se poate obține acționînd simultan asupra traseului în plan, secțiunilor de curgere și profilului longitudinal al rîului. Multe din metodele utilizate în trecut aveau la bază ideea că regularizarea rîului se poate face acționînd izolat numai asupra secțiunilor transversale (metoda strîmtorării cursului de apă, metoda normalizării secțiunilor), asupra traseului (metoda Fargue), asupra profilului în lung (metoda Girardon) etc.

3.1.1. METODA FIXĂRII PATULUI MIJLOCIU (FARGUE)

Fargue a elaborat metoda fixării patului mijlociu în a doua jumătate a secolului al XIX-lea, pe baza studiilor și lucrărilor executate pe fluviul Garona (Franța). Metoda se bazează în special pe influența traseului în plan al talvegului și malurilor asupra adîncimii rîurilor cu pat aluvionar mobil.

Presupunînd că traseul talvegului este alcătuit numai din curbe și contracurbe separate prin puncte de inflexiune, fără aliniamente, Fargue stabilește următoarele reguli denumite de el *legi*:

Legea decalajului. Pragurile și adîncurile se găsesc decalate în aval de punctele de inflexiune, respectiv de vîrful curbelor cu circa 1/5...1/4 din lungimea acestora.

Legea adîncimilor. Adîncimile sînt cu atît mai mari, cu cît curbura în vîrful curbei este mai mare.

Legea lungimii curbei. Pentru obținerea unor adîncimi sporite curbele nu trebuie să fie nici prea scurte și nici prea lungi (pentru Garona de circa 8 ori lățimea albiei, la apele medii).

Legea unghiului. La lungimi egale, adîncimea medie a unei curbe este cu atît mai mare, cu cît unghiul format de razele extreme este mai mic.

Legea continuității. Profilul în lung al talvegului nu prezintă o formă regulată, decît atunci cînd curbura variază în mod continuu. Orice schimbare bruscă a curburii conduce la o variație bruscă a adîncimilor.

Legea proporționalității. Dacă într-un sistem de două axe de coordonate se trasează curbele $h=f(s)$ și $c=\varphi(s)$, coeficienții unghiulari ai tangentelor la cele două curbe sînt proporționali.

De exemplu, dacă adîncimile în lungul talvegului variază liniar $\frac{dh}{ds}=K$, urmează că și $\frac{dc}{ds}=aK=m$ este constant și curbura va avea expresia $c=c_0+m\,s$. Curba curburilor este deci o linie dreaptă și traseul în plan al rîului pe sectorul considerat, este determinat.

Traseul malurilor. Metoda precedentă permite trasarea în plan a talvegului rîului. Pentru trasarea malurilor realizate prin lucrările de regularizare (diguri longitudinale, epiuri etc.), în raport cu talvegul proiectat, Fargue dă următoarele indicațiuni :

Distanța dintre maluri trebuie să varieze cu curbura. Lățimea albiei în punctele de inflexiune ale talvegului trebuie să crească din amonte spre aval. Între două puncte de inflexiune consecutive, lățimea trebuie să crească atît timp cît curbura crește și să prezinte către vîrful curbei un maxim care este cu atît mai mare cu cît curbura în vîrf este mai mare.

Malurile concave trebuie să aibă o dezvoltare apreciabil mai mare decît cele convexe.

Conform acestor indicațiuni traseul malurilor trebuie să se prezinte așa cum este arătat în figura 3.1.

Către punctele de inflexiune, unde talvegul trebuie să treacă de la un mal la altul, acesta este mai expus să divagheze. Pentru a împiedica această tendință, aci va trebui să îngustăm albia. După cum se știe, în părțile curbe, talvegul se apropie de malurile concave iar în apropierea malurilor convexe se produc depuneri. Deci dacă într-un punct de inflexiune dorim ca talvegul, trecînd de la un mal la altul, să se mențină spre axul albiei, trebuie ca în această zonă ambele maluri să prezinte o curbură sensibilă și convexitățile să fie îndreptate una către alta.

Executînd lucrări de regularizare după principiile de mai sus pe Garona, în sectoarele unde anumite praguri nu aveau decît 1,0 m adîncime la ape mici, s-au obținut adîncimi stabile de 2,5 m, necesare navigației.

Din cele de mai sus se remarcă, în primul rînd, o oarecare neprecizare în ce privește trasarea malurilor în raport cu talvegul. Indicațiile asupra lățimii albiei sînt foarte vagi.

Metoda fixării albiei mijlocii mai este criticată și pentru că sporind curburile pentru obținerea unor adîncimi mai mari, se creează dificultăți

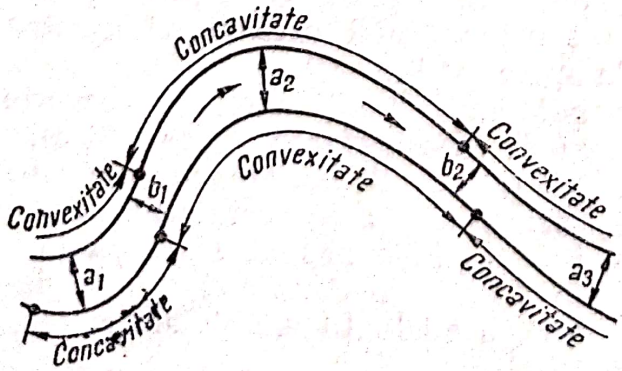


Fig. 3.1. Trasarea malurilor după Fargue.

curgerii apelor de viitură. Metoda conduce uneori la raze de curbură prea mici, defavorabile navigației. Prin accentuarea curburii se mărește și consumul local de energie hidraulică. În acest fel energia disponibilă pentru erodarea pragurilor este de multe ori insuficientă. Totuși, metoda poate da și astăzi indicații prețioase pentru regularizarea rîurilor navigabile.

3.1.2. METODA CONSERVĂRII PRAGURILOR (GIRARDON)

Această metodă a fost elaborată și aplicată în ultimul sfert al veacului trecut, la lucrările de regularizare ale fluviului Rhône, pentru navigație. Bunele rezultate obținute sînt cu atît mai remarcabile cu cît acest fluviu are o pantă foarte variabilă (de la 0,50 m/km la 4 m/km) și viteza medie deopotrivă de diferită (1...4 m/s).

Metoda a fost expusă de autorul ei, la Congresul Internațional de Navigație de la Haga, din 1894.

Amplasarea reciprocă a traseului regularizat al albiei apelor mari, medii și mici, precum și schema de amenajare a secțiunilor transversale se găsesc în figurile 3.2 și 3.3.

Metoda s-a dovedit a da bune rezultate. Pe anumite sectoare de pe Rhône, unde înainte de executarea lucrărilor adîncimea apei peste pragul cel mai înalt nu depășea 2,0 m decît 96 zile pe an, în urma executării lucrărilor după metoda lui Girardon, această adîncime s-a menținut cel

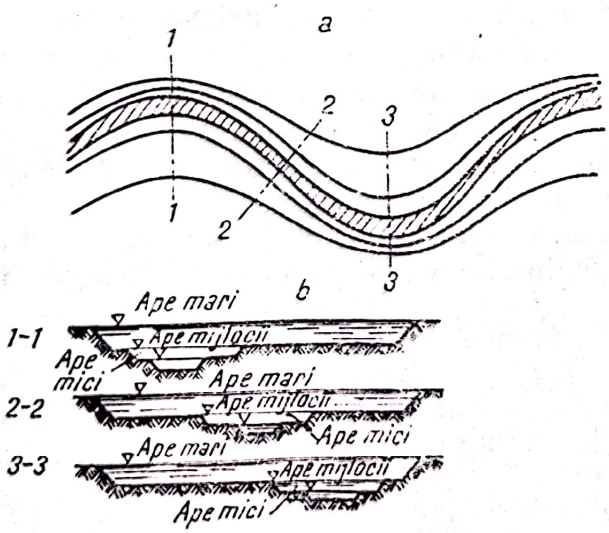


Fig. 3.2. Dispoziția generală a traseului regularizat pe Rhône:
a — plan; *b* — secțiuni transversale.

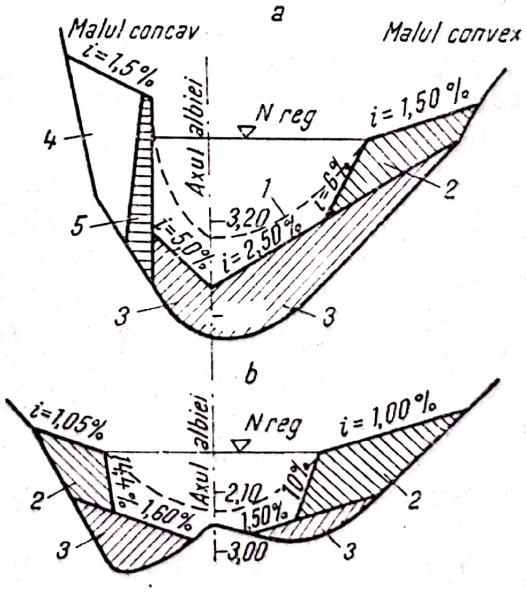


Fig. 3.3. Amenajarea secțiunii de curgere pe Rhône: *a* — în curbe, *b* — în traversade.
1 — albia teoretică; *2* — epiu; *3* — prag de fund; *4* — traversă; *5* — dig de dirijare.

puțin 265 de zile pe an. Fixarea albiei cere însă construirea unei rețele dese de lucrări, ceea ce necesită cheltuieli inițiale mari, care nu pot fi justificate în toate cazurile. Lucrările lui Girardon au fost executate aproape exclusiv în vederea navigației pe traseul sinuos al vechii albii regularizate, care nu se îndepărta mult de traseul natural al fluviului.

3.1.3 PRINCIPIILE ȘI METODELE ACTUALE DE REGULARIZARE

Stadiul actual al dezvoltării tehnicii și științei nu permite încă determinarea cu precizie a elementelor de regularizare (traseu, profil în lung, secțiuni transversale) și nici calculul și dimensionarea riguroasă a lucrărilor necesare.

Studiul curenților interiori, a mișcării aluviunilor și dinamicii albiei au marcat însă în ultimele decenii un progres important. Pe baza acestor situații și a experienței căpătate între timp, s-au elaborat noi reguli și teorii dintre care se menționează în primul rînd cele asupra *albiei stabile*, înfățișată în paragraful următor.

Încercările pe model la scară redusă pot da de asemeni indicații prețioase asupra comportării și eficienței diferitelor lucrări cu caracter local. Pentru sectoarele întinse ale cursurilor de apă unde modelarea întîmpină dificultăți mari în ceea ce privește scara și respectarea criteriilor de similitudine, rezultatele încercărilor de laborator sînt mai puțin concludente.

Observarea atentă și îndelungată a fenomenelor naturale din albie și reproducerea cît mai fidelă a condițiilor de curgere din sectoarele favorabile ale rîului respectiv sau ale unui alt rîu cu regim asemănător, constituie însă și astăzi una din căile cele mai uzitate și sigure pentru rezolvarea problemelor de regularizare.

Pe baza experienței căpătate în lucrările de regularizare se pot face următoarele recomandări cu caracter general :

— Lucrările de regularizare trebuie să se înscrie, cît mai mult posibil, în tendințele naturale ale rîului și să utilizeze energia acestuia în scopurile propuse (autodragaj, împotmoliri naturale etc.). Se vor evita lucrările care modifică prea mult regimul natural al curgerii lichide și solide și regimul curenților interiori (încorsetări prea puternice, închiderea totală a unor brațe etc.). Asemenea lucrări, necesare cîteodată, sînt întotdeauna foarte costisitoare și cu rezultate îndoielnice.

— Lucrările de regularizare trebuie să constituie un factor important pentru înfrumusețarea regiunii. Ele trebuie să se înscrie prefect în peisaj.

— Avînd în vedere că rezultatele lucrărilor de regularizare nu sînt totdeauna certe, în special cînd este vorba de sectoare întinse și lucrări deosebit de importante și costisitoare, se recomandă ca executarea lucrărilor să se facă în două etape. Prima etapă, denumită de *preregularizare*, reprezintă de fapt o încercare la scară naturală a soluției și lucrărilor

Scanned with OKEN Scanner

propuse. Lucrările proiectate nu se execută decît parţial şi numai în limita strict necesară fazei experimentale. Restul lucrărilor se execută după cîţiva ani şi numai în măsura în care lucrările de preregularizare au dovedit eficienţa şi necesitatea lor.

— Proiectarea lucrărilor de regularizare este bine să se facă pe întreg cursul de apă şi să cuprindă tot complexul de lucrări din bazin şi din albie, necesar folosinţei integrale a apelor. De cele mai multe ori acest lucru nu este posibil, în special pentru rîurile mari. În acest caz, se regularizează numai anumite sectoare, cu condiţia ca lucrările proiectate să se înscrie în planul de amenajare generală a rîului şi să se reazeme la capete pe maluri stabilizate ale albiei. De cele mai multe ori cînd această condiţie nu a fost respectată, evitînd consumul suplimentar de energie necesar curgerii forţate prin sectorul regularizat, rîul şi-a deschis o altă albie şi lucrările executate au rămas pe uscat.

Este de asemenea deosebit de important să se analizeze influenţa regularizării sectorului respectiv asupra sectoarelor amonte şi aval, mai ales în ceea ce priveşte variaţia nivelurilor de apă, a afuierilor şi a împotmolirilor.

— Este suficient, de cele mai multe ori, să se regularizeze numai albia minoră. Regularizarea albiei majore este foarte costisitoare şi nu se face decît în cazuri speciale care reclamă transformarea radicală a albiei (apărarea centrelor populate şi industriilor împotriva inundaţiilor, asigurarea căilor de comunicaţie etc.). Pentru rîurile mari care transportă un debit tîrît important, lucrările de regularizare ale albiei minore şi majore nu se fac simultan. Se începe cu regularizarea albiei minore, lucrările ulterioare din albia majoră trebuind să întărească eficacitatea celor construite în albia minoră.

— Lucrările de regularizare, chiar dacă se execută numai în albia minoră, nu trebuie să stînjenească curgerea apelor mari şi nici să producă supraînălţări supărătoare ale nivelului acestor ape.

Este necesar ca traseul regularizat al albiei minore să aibă, pe cît mai mult posibil, aceeaşi direcţie cu direcţia generală de curgere a apelor de viitură din albia majoră. În caz contrar este de aşteptat împotmolirea masivă a albiei minore şi avarierea lucrărilor de regularizare.

— În cadrul lucrărilor pentru regularizarea albiei minore, în unele cazuri se obişnuieşte să se facă şi o regularizare pentru apele mici. Asemenea lucrări (epiuri şi praguri de fund etc.) se execută fie pentru a consolida şi apăra celelalte lucrări (formare de gropi, subspălări etc.), fie pentru a îmbunătăţi trecerile peste praguri, în vederea obţinerii adîncimilor navigabile necesare.

Lucările în albia minoră (a apelor mici) nu se execută decît în sectoarele dificile. Ele trebuie să înceapă într-un punct unde albia minoră este perfect stabilizată şi îndeplineşte condiţiile cerute. Pentru o bună eficacitate şi pentru economie, lucrările în albia minoră — ca şi de altfel toate lucrările de regularizare — se execută din aproape în aproape, urmărindu-se comportarea lor.

Scanned with OKEN Scanner

— Închiderea braţelor secundare nu se va face în general decît pentru debitele medii. Nu se va trece însă la executarea unor astfel de lucrări decît în cazul cînd braţul care rămîne deschis poate transporta întreg debitul lichid şi solid, fără modificări importante ale vitezelor de curgere şi mişcării aluviunilor şi fără schimbări mari în structura curenţilor interiori. Este bine să se utilizeze în acest scop lucrări provizorii permeabile, mai ieftine şi mai uşor de modificat.

— Lucrările de adîncire a fundului (dragaje, săpături) trebuie să se execute paralel cu celelalte lucrări de regularizare. În caz contrar, de cele mai multe ori, ele pot fi pierdute prin înnisipare. Se va căuta, pe cît posibil, ca la aceste lucrări să fie utilizată energia curentului (autodragaj).

— Lucrările de regularizare trebuie astfel concepute, încît să poată fi executate cu materiale locale, întrucît distanţa de transport a materialelor joacă un rol foarte important în economia lucrărilor. Lipsa materialelor locale de bază (piatră, nuiele, lemn) poate pune sub semnul întrebării întreaga execuţie.

3.1.4. DOCUMENTAŢIA, SECTOARE MODEL

La baza *documentaţiei* proiectării şi executării lucrărilor de regularizare se găseşte cadastrul rîului. Acesta trebuie să conţină întreaga documentaţie topo-hidrografică, geologică, hidrologică, pedologică, economică şi socială a bazinului, atît în ce priveşte situaţia prezentă, cît şi transformările prevăzute în viitor.

Deosebit de utilă pentru lucrările de regularizare este documentaţia topo-hidrografică şi hidrologică veche, cu ajutorul căreia se poate determina evoluţia rîului şi tendinţele lui actuale. Astfel, planurile hidrografice întocmite la diferite epoci, dacă pot fi raportate la un acelaşi sistem de referinţă, arată evoluţia malurilor, a secţiunilor transversale, a talvegului, a bancurilor etc. Dacă există numai observaţii referitoare la nivelul apei, comparaţia mediei nivelurilor pe 5 sau 10 ani poate da indicaţii aproximative asupra variaţiei fundului. Dacă există observaţii pe un număr mai mare de ani asupra nivelurilor şi debitelor (fig. 3.4), precum şi cheile limnimetrice valabile la diferite epoci în secţiunea consi-

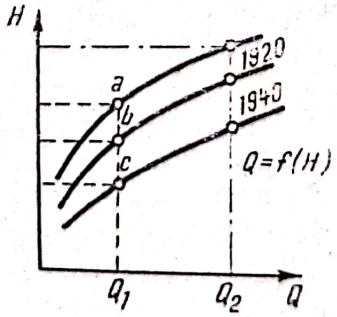


Fig. 3.4. Curbele $Q = f(H)$ în cazul coborîrii fundului.

derată, segmentele *ab* şi *ac* interceptate pe ordonata unui debit oarecare Q_1 (de exemplu debitul la ape mici) de diferite curbe Q_{1900}, Q_{1920}, Q_{194} ne dau valorile aproximative ale variaţiei fundului albiei (în cazul din figură, adîncirea profilului longitudinal). Mai mult, variaţiile fundului albiei în diferite alte secţiuni pot fi stabilite comparîndu-se cotele apelor înregistrate în acele secţiuni cu cele din secţiunea de referinţă *A*, în timpul apelor staţionare.

Sectoare favorabile (model) sînt sectoare stabile în care albia rîului nu a suferit modificări importante de foarte lungă vreme. Pentru aceste sectoare, documentaţia trebuie să fie deosebit de completă şi amănunţită mai ales în ce priveşte forma şi dimensiunile secţiunilor şi traseul în plan. Elementele morfometrice deduse din astfel de sectoare constituie elementele de bază ale viitoarei regularizări. Pentru rîurile mici, studiul sectoarelor favorabile (model) este cu atît mai important, cu cît datele hidrologice şi hidrografice de care se dispune, sînt de obicei insuficiente şi neconcludente. Caracteristicile principale ale sectoarelor favorabile (model) sînt următoarele :

— curgerea apelor este concentrată într-o albie unică (cel puţin pînă la nivelul mediu) ;

— malurile descriu curbe line, fără inflexiuni bruşte şi fără aliniamente prea lungi la trecerea de la o curbă la alta ;

— talvegul nu prezintă traversade şi nici curburi bruşte ;

— adîncimile la adîncuri şi la praguri nu diferă prea mult ;

— pantele superficiale de curgere sînt aproape uniforme şi vitezele au valori medii care asigură stabilirea albiei ;

— secţiunea udată a albiei la ape medii, în dreptul pragurilor, are o formă parabolică simetrică şi este ceva mai îngustă decît cea din dreptul adîncurilor ;

— navigaţia (dacă este cazul) nu a întîmpinat nici o dificultate.

3.2. PRINCIPIILE ŞI METODELE DIMENSONĂRII ALBIEI STABILE

3.2.1. DEFINIŢIA ŞI CARACTERISTICILE ALBIEI STABILE

După cum se cunoaşte, relaţiile hidraulice nu sînt suficiente pentru determinarea formei geometrice şi dimensiunilor secţiunii de curgere. Este necesar să se introducă condiţii suplimentare, ca de exemplu cea a optimului hidraulic pentru canalele artificiale. Stabilirea unor astfel de relaţii suplimentare constituie una din problemele de bază ale regularizării cursurilor de apă.

Într-o albie naturală a cărei formă şi dimensiuni evoluează în timp datorită interacţiunii continue între aceasta şi cîmpul vitezelor, apar diferite stări intermediare nestabile. Forma şi dimensiunile optime către care tinde rîul în evoluţia sa este *albia stabilă*. Aceasta satisface principiul disipării minime de energie.

Scanned with OKEN Scanner

În albiile stabile se realizează o serie de relații între dimensiunile acestora, a particulelor care alcătuiesc fundul, debitul lichid și solid, pantă etc. Acestea, cunoscute sub numele de *relații morfometrice*, împreună cu relațiile obișnuite ale hidraulicii, ne dau elementele necesare pentru determinarea secțiunii, profilului în lung și traseului albiei regularizate.

Studii și observații în legătură cu albia stabilă s-au făcut încă de la sfîrșitul secolului trecut asupra canalelor de irigație, mai ales în Anglia și în țările care au aparținut Commonwealth-ului (India, Pakistan, Egipt) și ceva mai tîrziu în S.U.A. și Europa.

O altă cale pentru determinarea formei și dimensiunilor albiei stabile este cea teoretică — experimentală a aplicării legilor fizice asupra mișcării apei și aluviunilor, a studiului interdependenței dintre curent și albie. Fenomenul deosebit de complex, prezintă mari dificultăți pentru analiză. Chiar dacă am presupune că el ar putea fi exprimat într-un sistem de ecuații diferențiale care ar caracteriza concomitent mișcarea lichidului sub influența forței gravitaționale, acțiunea acestei mișcări asupra particulelor de fund și a formei albiei în general, acțiunea particulelor de fund și formelor instantanee ale albiei asupra cîmpului vitezelor, soluția matematică a sistemului de ecuații diferențiale nu ar fi realizabilă, deoarece, în general, nu se cunosc condițiile la limită. O astfel de cale pentru rezolvarea problemei, utilizată la început mai ales în țările Europei continentale, nu permite stabilirea unor criterii generale de dimensionare a albiei stabile, ci verificarea unor forme și dimensiuni preliminate.

În funcție de împrejurări, este indicat să se utilizeze parțial sau total ambele metode, prima în special pentru dimensionare, a doua pentru verificarea formei și dimensiunilor alese.

Studiile și teoriile în legătură cu albia stabilă s-au dezvoltat pînă acum distinct și pe căi diferite pentru canalele artificiale și pentru albiile naturale. Aceasta se datorește diferențelor destul de mari care există între ele și anume :

— albia canalelor artificiale se proiectează și se construiește de la început pentru un anumit debit, în condițiile unor caracteristici hidraulice date : pantă, viteza limită admisibilă, secțiune mujată etc. ;

— albia rîurilor este rezultatul unei evoluții seculare. Debitele și odată cu acestea și celelalte caracteristici hidraulice, variază în decursul timpului în limite foarte mari. Stabilitatea albiei la rîuri nu se realizează decît după o perioadă de timp relativ lungă, cînd rîul a ajuns în stadiul de maturitate ;

— interacțiunea între curent și albie este mult mai activă la cursurile de apă naturală. Aci curentul își creează singur albia, de o formă proprie, iar aceasta influențează la rîndul ei cîmpul vitezelor.

R. G. Kennedy în 1894...1895 studiind canalele de irigație din India, a definit ca albie stabilă, albia ferită de eroziune și împotmoliri.

Scanned with OKEN Scanner

Prin rîuri stabile se înțeleg rîurile care după diferite variații în decursul timpului își formează o albie a cărei geometrie (secțiune transversală, profil în lung, traseu), transport lichid și solid ș.a.m.d., rămîn aproximativ aceleași cînd condițiile la limită rămîn aceleași.

În legătură cu gradul de stabilitate al albiei M. A. Velikanov împarte cursurile de apă în cinci categorii :

— Cursuri de apă cu albia în teren puțin erodabil, cu debit mic de aluviuni tîrîte și în suspensie. Din această categorie fac parte cele mai stabile cursuri de apă.

— Cursuri de apă a căror albie se adîncește și se înalță periodic în aceleași locuri. Bancurile care formează pragurile au aceeași formă și aceleași dimensiuni, supuse numai unor oscilații periodice în jurul unei valori medii. În această categorie intră unele sectoare ale Dunării inferioare.

— Cursuri de apă în care erodările și depunerile modifică numai configurația izobatelor albiei, iar forma malurilor în plan rămîne aproximativ nemodificată (cu excepția deplasării lente a liniei malurilor, a dezvoltării meandrelor etc.). Adîncirile și ridicările albiei au loc fără nici o regulă, în locuri diferite de la o dată la alta, iar pragurile își modifică așezarea și forma din an în an. Acesta este cazul cursurilor de apă de șes cu stabilitate mică, de exemplu Vistula.

— Cursuri de apă la care viiturile modifică nu numai adîncimile albiei ci și o parte din configurația în plan a acesteia, producînd erodări pe noi direcții, tăieri de coturi etc. Astfel de cursuri au o stabilitate foarte mică. Caracteristice sînt rîurile de munte și deal în terenuri erodabile.

— Cursuri de apă la care mobilitatea patului albiei în timpul viiturii atinge asemenea proporții, încît nu se mai poate face o delimitare precisă între curent și albie ; aceasta se modifică tot așa de repede ca și cîmpul vitezelor. În această categorie intră majoritatea torenților.

3.2 2. RELAȚIILE „TEORIEI REGIMULUI"

Teoria regimului [75,76] nu este o teorie în înțelesul strict al cuvîntului. Aceasta sintetizează de fapt o serie de metode pentru dimensionarea albiei stabile. Se utilizează observații și măsurători efectuate în natură asupra sectoarelor stabile ale unor rîuri și canale, cercetări experimentale pe model, justificări teoretice, studii meteorologice, hidrologice, topohidrografice etc. În final se ajunge la o serie de relații morfometrice, deosebit de utile pentru regularizarea cursurilor de apă.

Denumirea de *regim* a fost introdusă de Kennedy în ideea unei stabilități generale a albiei minore, cu intervale de echilibru, colmatare și eroziune. Rîurile care se încadrează în teoria regimului sînt acelea care au regim hidrologic stabil și ale căror albii s-au format în propriile lor aluviuni. Un rîu sau un sector de rîu în *regim* nu prezintă în lungul său variații importante ale dimensiunilor. El se găsește în stare de

echilibru. Diferitele mărimi geometrice și hidraulice ale albiei se găsesc în rapoarte bine determinate, așa încît nu pot apare nici înnisipări, nici eroziuni și nici variații importante ale secțiunii de curgere.

Nu se încadrează în teoria regimului rîurile a căror curgere este influențată de diferite amenajări executate în bazinul lor. Lacurile de acumulare, prizele de apă, centralele hidroelectrice etc. pot introduce importante și numeroase variații întîmplătoare în curgerea debitului lichid și solid.

Dacă pentru o albie stabilă se poate întocmi o diagramă de corespondență între nivelul înregistrat la miră și debitul lichid (cheia limnimetrică) problema poate fi considerată rezolvată. Aplicînd relațiile curente ale hidraulicii, rezultă imediat lățimea albiei, viteza de curgere ș.a.m.d.

$$h = f(Q);\ b = \varphi(Q);\ u = \psi(Q)$$

După L. B. Leopold și T. Maddock, majoritatea relațiilor cunoscute de acest tip sînt de formă exponențială și anume :

— adîncimea medie a apei $h = A_h Q^{\alpha}$
— lățimea medie a albiei $b = A_b Q^{\beta}$
— panta medie a fundului $I_f = A_f Q^{\gamma}$
— viteza medie de curgere $u = A_u Q^{\delta}$
— debitul tîrît $G_f = A_g Q^{\varepsilon}$
— debitul de suspensie $G_s = A_s Q^{\eta}$
— coeficientul de rugozitate (Strickler) $k = A_k Q^{\mu}$.

Pe baza ecuației de continuitate se obține :

$$A_h A_b A_u = 1;\ \alpha + \beta + \delta = 1.$$

Trebuie remarcat că numai trei din relațiile de mai sus sînt independente, de obicei cele ale valorilor h, b și I_f.

Debitul de calcul Q poate fi ales după criterii diferite. În studiile mai vechi s-a luat în considerare *debitul care umple albia*. T. Blench a utilizat $Q_{\text{mediu multianual}}$ dacă transportul aluviunilor tîrîte începe sub acest debit, în caz contrar Q_{max}. Bureau of Reclamation (S.U.A.) recomandă utilizarea unui Q_{ideal}. Acesta este debitul care în intervalul de timp cît durează mișcarea aluviunilor de fund ($d > 0{,}0625$ mm), poate transporta întreaga cantitate de aluviuni de fund a unui an mediu. Acest Q_{ideal} mai este cunoscut și sub denumirea de *debit de formare*.

Debitul (maxim) de formare se definește și prin frecvență, de obicei 5%...20%.

La utilizarea diferitelor relații ale teoriei regimului este necesar să se ia în considerare debitele cu frecvența recomandată de autorii respectivi.

Transportul solid influențează în mare măsură stabilitatea albiei. Relațiile teoriei regimului sînt valabile în general la un conținut de aluviuni

sub 4,9 mN/dm^3 (500 mg/dm^3). În cazul unor aluviuni foarte mari (pietriş şi bolovani) şi a unei curgeri formate a debitului solid, limita aceasta poate să crească foarte mult. În legătură cu transportul solid mai trebuie luate în considerare dimensiunile şi natura mineralogică a aluviunilor, uzura acestora, precum şi raportul debit lichid — debit solid.

Alcătuirea şi forma albiei au de asemeni un rol important. Măsurătorile lui M. G. Wolman şi L. M. Brush au arătat că dacă albia este alcătuită din nisip sau material grosier ($d \geqslant 2$ mm), fiecărei pante îi corespunde un singur profil transversal stabil. Odată cu creşterea fineţei nisipului, încep să apară şi oarecari efecte de coeziune, ceea ce are ca urmare şi un anumit grad de nedeterminare a profilului transversal. Pentru material fin, relaţiile teoriei regimului au un caracter mai mult calitativ, iar pentru lut, argilă, devin inutilizabile. Dacă materialul malurilor este uşor coeziv, dar cel al fundului albiei nu, coeficienţii A sînt diferiţi. Dacă condiţiile se inversează sau dacă fundul nu este deloc erodabil, rîul are tendinţa de meandrare şi deci nu este stabil.

Relaţiile teoriei regimului sînt valabile pentru sectoare rectilinii sau puţin curbate şi pentru secţiuni relativ late ($b \geqslant 3\ h$) cu pante ale taluzelor 1 : 1, 1 : 2 şi cel mult 1 : 3. Pentru înclinări mai mici rezultatele au un caracter mai mult informativ. În acest din urmă caz, trebuie utilizate relaţiile care conţin perimetrul muiat şi raza hidraulică, în loc de b şi h.

Profilele apelor mari, cu albii majore foarte late nu sînt profile de curgere cu caracter continuu şi de aceea nu pot fi luate în considerare.

Relaţiile teoriei regimului pot fi aplicate la curgerile rapide numai prin extrapolare.

Dintre relaţiile teoriei regimului mai recente, care se pot utiliza cu succes în practică se citează cele ale lui D. B. Simmons şi M. L. Albertson (1960) :

Pentru fundul albiei nisipos şi malurile coezive : $P = 4{,}75\ Q^{0{,}512}$;

$R = 0{,}476\ Q^{0{,}361}$; $u = 10{,}8\ R^{2/3}\ I^{1/3}$;

$$\frac{C^2}{g} = \frac{u^2}{gRI} = 0{,}525 \left(\frac{u\ b}{\nu}\right)^{0{,}37} \tag{3.1}$$

Pentru fundul albiei şi malurile nisipoase :

$$u = 9{,}33\ R^{2/3}\ I^{1/3} \tag{3.2}$$

Pentru fundul albiei şi malurile din material grosier necoeziv :

$$R = 0{,}366\ Q^{0{,}361}\ ;\ u = 10{,}8\ (R^2\ I)^{0{,}286} \tag{3.3}$$

Pentru albii stabile, legătura între efortul de antrenare şi felul materialului din care este alcătuită albia se găseşte în diagrama 3.5.

Scanned with OKEN Scanner

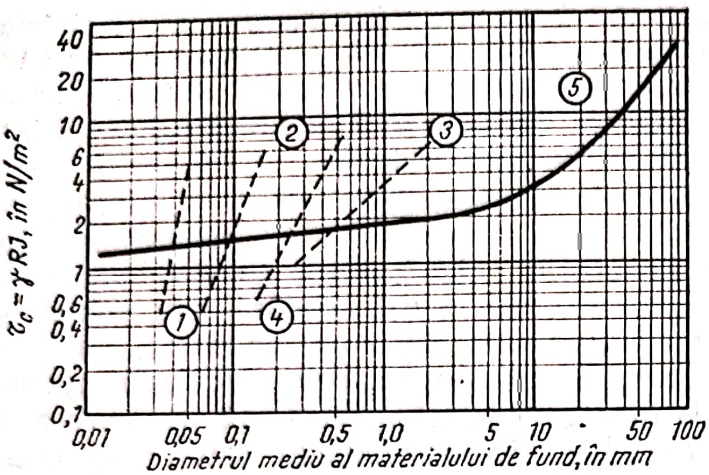


Fig. 3.5. Relația între efortul de antrenare γRI și diametrul mediu d_m al materialului de fund:
1 — malul și fundul coeziv; *2* — fundul din nisip fin și malul din material coeziv; *3* — fundul și malurile din nisip; *4* — fundul din nisip și malurile din material coeziv; *5* — material grosier necoeziv.

În cele precedente se dau pentru dimensionarea albiei cinci relații dintre acestea două sînt în plus și servesc numai pentru verificare.

B. I. Rîbkin prelucrînd statistic un vast material hidrometric stabilește relațiile :

$$B = 4{,}67\, Q_m^{0,57}\, K^{0,13}\, I^{-0,07} \quad [\text{m}]$$
$$h = 0{,}069\, Q_m^{0,22}\, K^{0,50}\, I^{-0,24} \qquad (3.4)$$
$$u = 3{,}10\, Q_m^{0,21}\, K^{0,37}\, I^{0,31}$$

în care Q_m este debitul modul al rîului iar K un coeficient egal cu raportul dintre debitul pentru care se calculează B și h și debitul modul Q_m; B — lățimea medie a cursului de apă rezultă din împărțirea suprafeței oglinzii apei întregului sector la lungimea lui măsurată pe axul dinamic ; h — adîncimea medie, rezultată din împărțirea întregului volum de apă din sectorul de calcul la suprafața oglinzii apei. Se observă că :

$$\frac{\sqrt{B}}{h} = 31{,}3\, Q_m^{0,065}\, K^{-0,043}\, I^{0,205}$$

Expresia din membrul doi variind puțin cu I poate fi considerată constantă. Se obține astfel o relație de tipul $\frac{\sqrt{B}}{h} = \text{ct.}$

Lățimea albiei stabile la oglinda apei poate fi determinată pentru debite maxime cu diferite asigurări cu relația lui M. Nixon, $B = \alpha Q^{1/2}$. Pentru asigurările 30%, 20%, 10%, 5%, 0,5% valorile coeficientului α sînt respectiv 4,9; 4,2; 3,4; 2,8; 1,65.

Relația lui A. Schoklitsch $b = \beta \sqrt{F}$, în care F reprezintă suprafața bazinului de recepție este de aceeași formă ca relația precedentă, în valoarea coeficientului β intrînd și coeficientul de curgere în bazin.

Scanned with OKEN Scanner

Albiile cu fund pavat [45] au fost tratate separat, ca un caz particular. Fenomenul de pavare apare atunci cînd patul albiei este acoperit cu un strat de material grosier (pietriș mare și bolovani). El este caracteristic sectoarelor de rîu pentru care capacitatea de transport este mult mai mare decît debitul solid afluent. În aceste condițiuni materialul fin este treptat antrenat și cota fundului albiei coboară pînă ce nu rămîn la suprafață decît pietrele de dimensiuni mai mari. Fenomenul este de obicei observat în aval de lacurile de acumulare, unde capacitatea de antrenare crește datorită întreruperii transportului solid.

Cîteodată pavajul cu bolovani sau blocuri artificiale este folosit ca o metodă de regularizare pentru stabilizarea albiilor cu tendințe de eroziune. Această soluție a fost folosită de exemplu pentru regularizarea sectorului superior al Rinului, la ieșirea din lacul Constanța.

Pentru determinarea caracteristicilor albiei stabile pavate cu bolovani nu pot fi folosite metodele utilizate pentru albii cu pat format din nisipuri și debit tîrît apreciabil. În urma studiilor recente efectuate la Kellerhals pe baza observațiilor pe mai multe rîuri din Canada și Elveția, s-a putut stabili totuși o relație morfometrică de tipul obișnuit $B = A\, Q_0^{1/2}$, în care Q_0 este debitul la care se pun în mișcare pietrele mari al căror diametru nu este depășit decît de cele care constituie 10% din greutatea probei, d_{90}.

Pentru efortul de antrenare critic s-a stabilit relația $\tau_c = 156\ d_{90}^{1/4}$, iar pentru coeficientul Chezy $C = 6{,}5 \sqrt{g} \left(\frac{h}{d_{90}}\right)^{1/4}$.

Pe baza acestor relații rezultă formulele pentru calculul adîncimii h, pantei I și vitezei medii u :

$$h = 0{,}182\ Q_0^{0,4}\ d_{90}^{-0,12};\quad I = 0{,}086\ Q^{-0,4}\ d_{90}^{0,92};\quad u = 1{,}67\ Q^{0,1}\ d_{90}^{0,12} \qquad (3{,}5)$$

Elementele de mai sus se pot determina și în funcție de lățimea stabilă B :

$$\begin{aligned} h &= 0{,}182\ Q_0^{0,8}\ d_{90}^{-0,12}\ B^{-0,80}\quad [\mathrm{m}] \\ I &= 0{,}167\ Q_0^{0,8}\ d_{90}^{-0,92}\ B^{0,80} \\ u &= 2{,}08\ Q_0^{0,2}\ d_{90}^{0,12}\ B^{-0,20} \end{aligned} \qquad (3.6)$$

În afară de proiectarea albiilor stabile cu fund pavat, aceste relații pot fi utilizate și pentru calculul aproximativ al eroziunii generale în aval de lacurile de acumulare. Debitul Q_0 este în acest caz corespunzător descărcărilor maxime cu perioada de repetare odată la 5 pînă la 20 de ani. Pentru lățimea B aleasă pentru regularizarea aval și o pantă egală cu panta generală a rîului, se determină d_{90} și se calculează adîncimea corespunzătoare îndepărtării materialelor mai fine. Dacă valoarea d_{90} obținută este mai mare decît a materialelor grosiere disponibile, se modifică corespunzător lățimea B.

Scanned with OKEN Scanner

3.2 3. RELAȚII BAZATE PE ECHILIBRUL LIMITĂ AL PARTICULELOR DE FUND

Dacă se pleacă de la viteza critică de antrenare $u_c = a\sqrt{d_m}$, din egalitatea $a\sqrt{d_m} = C\sqrt{RI}$ rezultă $\frac{d_m}{RI} = A$. Coeficientul A cunoscut și sub numele de *coeficient de stabilitate a albiei* a fost utilizat de mulți cercetători (M. Grișin, I. Bogardí etc.) pentru determinarea elementelor albiei stabile.

Relațiile de acest tip pot avea însă numai o utilizare locală.

I. Bogardí [8], pentru a ține seama de variația greutății specifice γ_{al} în lungul fluviului pe sectorul ungar al Dunării, a introdus ulterior factorul de corecție $\frac{\gamma_{al} - \gamma}{\gamma}$; utilizînd viteza dinamică $u_* = \sqrt{gRI}$ ajunge în final la expresia :

$$A_1 = \frac{g\, d_m}{u_*^2} \frac{\gamma_{al} - \gamma}{\gamma}; \quad A_1 = \frac{1}{Fr_*} \frac{\gamma_{al} - \gamma}{\gamma} \tag{3.7}$$

Pentru diametrul mediu al materialului admite o uzură lineară. În sectorul Pozsony-Komaroni $d_m = 19{,}5 - (1880 - l_1)\ 0{,}096$, l_1 indicînd kilometrul secțiunii considerate ; d_m rezultă în mm.

O expresie asemănătoare a fost propusă sub denumirea de *factorul de intensitate a curentului* de H. A. Einstein.

$$\psi = \frac{\rho_{al} - \rho}{\rho} \frac{d_{35}}{RI} \tag{3.8}$$

În legătură cu utilizarea de către I. Bogardí a numărului $Fr_* = \frac{u_*^2}{g d_m}$ trebuie arătat că și alți cercetători au căutat să utilizeze numărul Fr ca factor de stabilitate al albiei.

Încercările de laborator ale lui D. B. Simmons, M. L. Albertson, P. Ackers, R. A. Bagnold au stabilit că în intervalul $0{,}26 < Fr = \frac{u}{\sqrt{gh}} < 0{,}60$, albia este în general stabilă. Pentru valori mai mari sînt de așteptat eroziuni, pentru valori mai mici, înnisipări. Cercetările mai recente au arătat însă că numărul Fr dă indicații valabile numai dacă este luat în considerare împreună cu efortul de antrenare.

Pentru coeficientul de stabilitate a albiei s-a propus și relația mai simplă $\frac{d_m}{J\,‰} = n$. Observațiile efectuate de Altunin în U.R.S.S. au arătat că albiile stabile au în zona de vărsare $n > 2$, pe sectorul mijlociu $n > 5$, pe cel de deal $n > 6$, pe sectorul superior de munte $n > 7$ (d_m în mm).

Relația lui E. Meyer-Peter pentru debitul solid de fund g_f se poate pune sub forma :

$$h\,I = a\,d_m + b \cdot g_f^{2/3} \quad \text{sau} \quad h = A_1\,I^{-1} \tag{3.9}$$

în ipoteza unor valori cunoscute pentru d_m, g_f și coeficienții a și b. Dacă se admite $u = A_2 h^{2/3}\,I^{1/2}$ (după A. Strickler, albii late) și $h/B = A_3$ și dacă se ține seama că $Q \cong u\,h\,B$ se obțin următoarele relații morfometrice :

$$\begin{aligned} h &= A_1^{-0,23}\ A_2^{-0,46}\ A_3^{+0,46}\ Q^{+0,46} \quad [\text{m}] \\ B &= A_1^{-0,23}\ A_2^{-0,46}\ \ {}^{-0,54}_{3}\ Q^{+0,46} \\ u &= A_1^{+0,46}\ A_2^{+0,92}\ A_3^{+0,08}\ Q^{+0,08} \end{aligned} \tag{3.10}$$

unde B este lățimea albiei la oglinda apei.

3.2 4. RELAȚII MORFOMETRICE BAZATE PE DISIPAREA ENERGIEI CIRCULAȚIEI TRANSVERSALE

Dacă se examinează cazul cel mai simplu al curgerii într-o albie dreptunghiulară în care există o circulație transversală de un tip oarecare și dacă se pune condiția ca energia specifică datorită acestei circulații să fie egală cu cea a rezistențelor interioare datorite frecărilor (în regim turbulent), se ajunge la relația generală a albiei stabile :

$$\frac{B^m}{h} = \frac{B_1^m}{h_1} = \frac{B_2^m}{h_2} = a = \text{constant}. \tag{3.11}$$

Institutul hidrologic de stat al U.R.S.S. a ajuns pe baza prelucrării unui vast material hidrometric, în special pentru zona de sud a țării, la o relație de același tip $\sqrt{B}/h = a_1$, deci cu $m = 0,5$.

S. T. Altunin și I. A. Buzunov [2] recomandă relația :

$$B = A\,Q^{0,5}/I^{0,2}. \tag{3.12}$$

Valorile coeficientului A numit *coeficient de stabilitate a albiei*, precum și valorile exponentului m și a coeficienților a și a_1, după experimentările acestor autori pe rîurile Asiei centrale, sînt date în tabelul 3.1, pentru debitele de formare a albiei Q_f cu asigurarea 5%...10%

Elementele albiei stabile după S.T. Altunin și I. A. Buzunov [2] se găsesc în tabelul 3.2.

Dacă în locul debitelor Q_f se utilizează alte debite Q, de exemplu debitul mediu multianual Q_m din perioada cu cea mai intensă mișcare a aluviunilor, atunci

$$A_m = A \sqrt{\frac{u_{01\,M}}{u_{01\,m}}};$$

Tabelul 3.1

Valorile coeficienților de stabilitate ai albiei după S.T. Altunin și I.A. Buzunov

Nr. crt.	Felul albiei	A	m	a	$\frac{m}{\text{pentru } a=10}$	$\frac{a}{\text{pentru } m=0,5}$
1	Cursul superior al rîului în regiune muntoasă . . .	0,7...0,9	1,00...0,80	16... 10	0,90...0,80	2,0... 3,0
2	Idem, regiune de deal, la ieșirea rîului în șes . .	0,9... 1,0	0,80...0,67	10...9	0,80...0,75	3,0... 5,0
3	Cursul mijlociu (de șes) al rîului	1,0... 1,1	0,57...0,50	9...5	0,75...0,70	4,0... 5,0
4	Cursul inferior al rîului	1,1... 1,3	0,57...0,50	4,1...3	0,75...0,50	2,7... 10,0

Notă:
Prima cifră este valabilă pentru mal stabil, a doua pentru mal ușor erodabil.
La punctul 1: albia formată din stîncă, bolovăniș, galeți, vitezele și pantele apropiate de cele critice.
La punctul 2: albia formată din galeți, pietriș și nisip; curgere liniștită.
La punctul 3: albia formată din pietriș, nisip mare, mijlociu și mărunt; curgerea liniștită.
La punctul 4: albia formată din nisipuri mărunte.

Tabelul 3.2

Elementele albiei stabile după S.T. Altunin și I. A Buzunov

$\alpha = \frac{1}{2+h}$	Pantă stabilă I, în $^0/_{00}$	Lățimea B la oglinda apei, în m	Adîncimea medie h m	Viteza medie u m/s
$\frac{1}{5}$	$I = 0,00192 \frac{A^{0,563} u_{01}^{3,26}}{Q^{0,326}}$	$B = A \frac{Q^{0,5}}{I^{0,2}}$	$h = 0,732 \frac{u_{01}^{10/3}}{(1\,000\ I)^{10/9}}$	$u = u_{01} h^{1/5}$
$\frac{1}{4}$	$I = 0,00163 \frac{A^{0,563} u_{01}^{3,21}}{Q^{0,268}}$	idem	$h = 0,685 \frac{u_{01}^{4}}{(1\,000\ I)^{4/3}}$	$u = u_{01} h^{1/4}$
$\frac{1}{3}$	$I = 0,00123 \frac{A^{0,310} u_{01}^{3,15}}{Q^{0,154}}$	idem	$h = 0,565 \frac{u_{01}^{6}}{(1\,000\ I)^{2}}$	$u = u_{01} h^{1/3}$

$u_{01\,M}$ și $u_{01\,m}$ fiind vitezele critice la adîncimea apei de un metru a fracțiunii aluviunilor celor mai mari din albie d_{max} (considerate izolat), respectiv a celei cu diametrul mediu d_m (transport de masă). Pentru debitul minim se ia în considerare diametrul fracțiunii particulelor celor mai fine.

Dacă nu dispunem de o analiză granulometrică se poate lua

$$d_{max} = (3...4)\ d_m;\ d_{min} = \frac{d_m}{10}.$$

Scanned with OKEN Scanner

3.2 5. RELAŢII MORFOMETRICE PENTRU CANALE ARTIFICIALE

Problema albiei stabile a canalelor artificiale prezintă numeroase aspecte particulare. Din această cauză studiul acesteia se face, mai ales în ultimul timp, separat de cel al albiei stabile a rîurilor. Dezvoltarea irigaţiilor în numeroase ţări şi studiile făcute cu această ocazie (de exemplu cele din India, Pakistanul de vest, programul C.H.O.P.) au adus elemente cu ajutorul cărora s-au putut elabora noi metode de dimensionare a canalelor artificiale pentru transportul apei.

Dintre primele relaţii utilizate pentru dimensionarea albiei stabile la canalele de irigaţie trebuie menţionate cele ale lui R. G. Kennedy (1895, întocmite pe baza măsurătorilor efectuate pe sistemul canalelor de irigaţie din Punjab, India) :

$$u = 0{,}465\, h^{0{,}5} \quad [\text{m/s}] \tag{3.13}$$

E. S. Lindley (1919, pe baza măsurătorilor efectuate pe sistemul canalelor de irigaţie Chenab, India) a stabilit formulele :

$$u = 0{,}57\, h^{0{,}57};\ u = 0{,}27\, b^{0{,}355} \quad [\text{m/s}] \tag{3.14}$$

Un inconvenient al acestor formule este că ele nu conţin debitul.

G. Lacey a publicat teoria sa asupra canalelor formate de curenţii de apă pe un teren alcătuit dintr-un strat nelimitat de aluviuni, de aceeaşi natură cu cele transportate, în 1929—1930. Această teorie a fost fundamentată pe măsurătorile efectuate de autor pe sistemul de irigaţii din Pakistan şi India şi dezvoltată apoi pînă în 1962. Relaţiile de bază sînt [25] :

— factorul de înnămolire

$$f = 1{,}58\ d_m^{0{,}5}\ (d_m, \text{ în mm}) \tag{3.15}$$

— perimetrul muiat

$$P = (4{,}1 \ldots 4{,}8)\ Q^{0{,}5} \quad [\text{m}]$$

— panta fundului

$$I = f^{5/3}/3{,}2 \cdot 10^3 \cdot Q^{0{,}5} \tag{3.16}$$

— raza hidraulică

$$R = 0{,}47\, f^{-1/3}\ Q^{1/3} \quad [\text{m}] \tag{3.17}$$

Mai pot fi citate de asemeni relaţiile lui C. King (1943), C. Inglis (1949) şi T. Blench (1957).

O metodă mai nouă pentru dimensionarea canalelor de irigaţie este cea a lui R. M. Haynie şi D. B. Simmons (1968) [24].

Scanned with OKEN Scanner

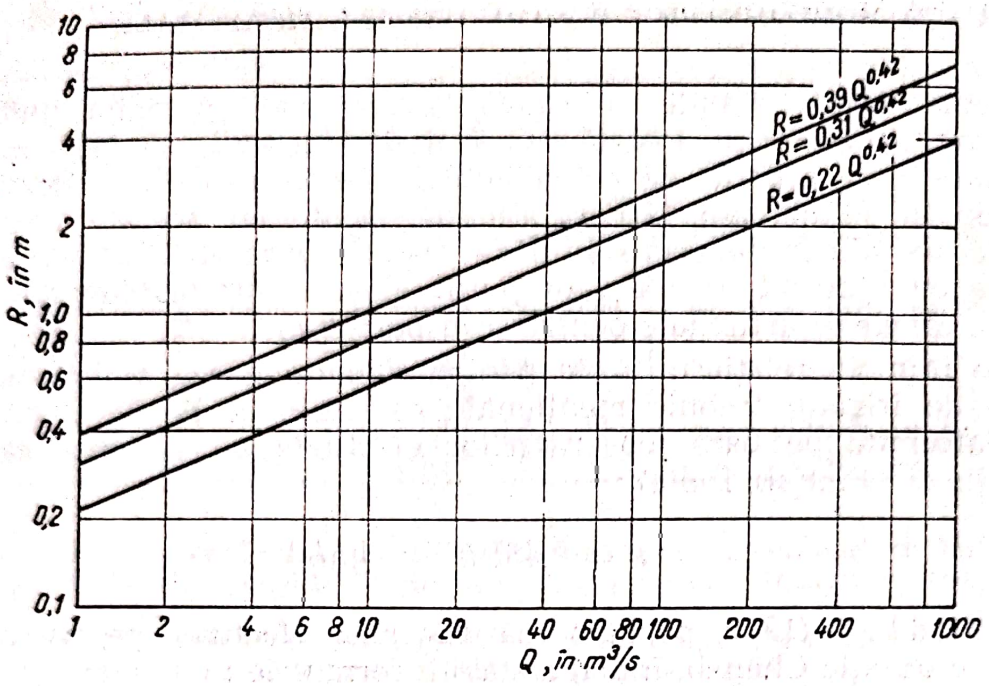


Fig. 3.6. Corelația Q — R în funcție de natura albiei canalului (după Simmons și Albertson):
A — fund și maluri coezive; *B* — fund nisipos și maluri coezive; *C* — fund și maluri nisipoase.

Dacă se cunoaște debitul Q și diametrul mediu al materialului de fund d_m se determină într-o primă etapă din diagrama 3.6 raza hidraulică R a canalului.

Cu R astfel determinat și cu o pantă de încercare I aleasă după configurația terenului, se găsește valoarea Δu din diagrama 3.7.

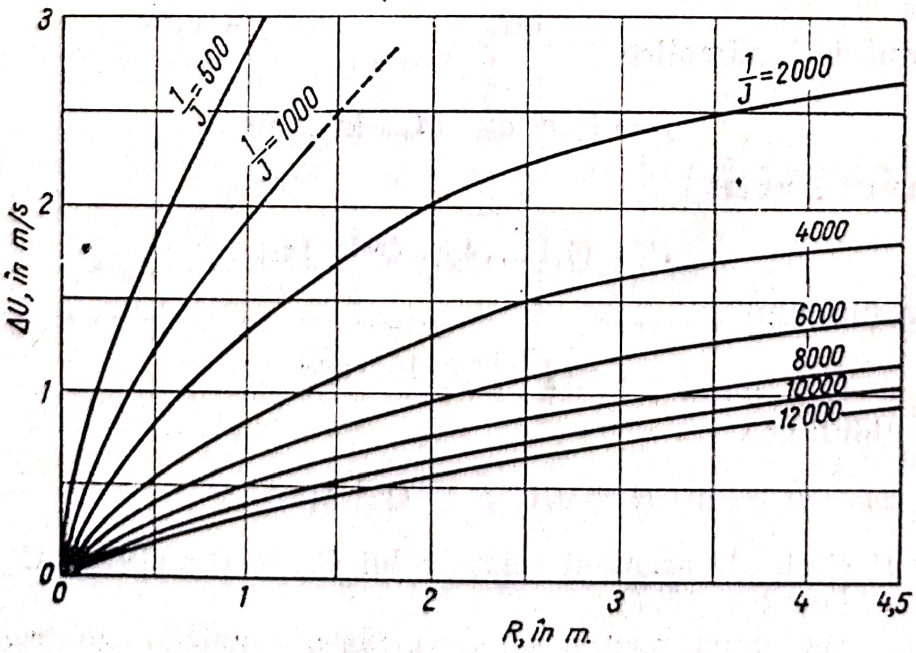


Fig. 3.7. Corelația R — Δu, în funcție de panta I a canalului.

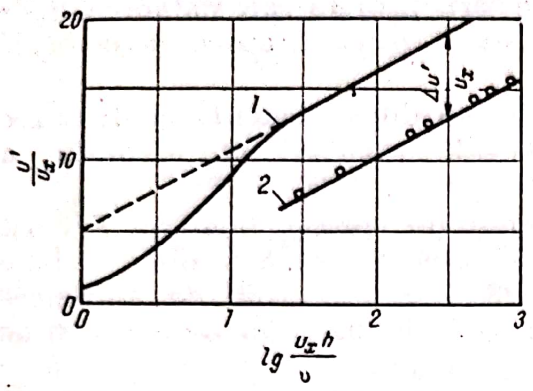


Fig. 3.8. Diagrama deficitului de viteză:
1 — fund neted, $u'/u_* = 5{,}6 \lg \frac{u_* h}{\upsilon} + 4{,}9$;
2 — fund rugos.

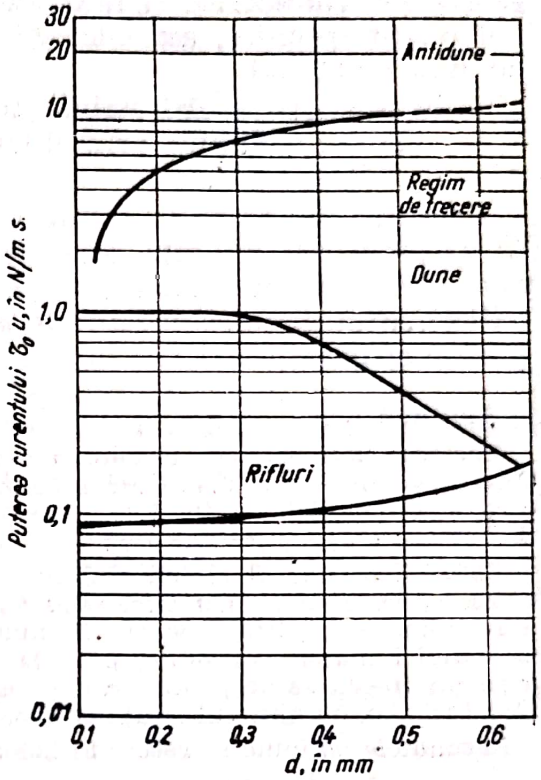


Fig. 3.9. Regimul de curgere în funcţie de puterea curentului şi diametrul materialului de fund (după S i m m o n s şi R i c h a r d s o n).

Se calculează apoi viteza dinamică $u_* = \sqrt{g\,h\,I}$, raportul $\Delta u/u_*$ şi numărul Reynolds de frecare $u_*\,h/\nu$. Cu aceasta din urmă se intră în diagrama 3.8 şi se determină raportul u'/u_* pe curba corespunzătoare peretilor netezi (legea universală a deficitului de viteză). Se calculează apoi $u/u_* = u'/u_* - \Delta u/u_*$ din care rezultă viteza medie u în canal.

În continuare se calculează puterea curentului $\tau_0 u = \gamma\,u\,h\,I$; cu aceasta şi cu d_m se intră în diagrama 3.9. Dacă pentru fundul canalului proiectat rezultă o formă stabilă cu dune, problema poate fi considerată rezolvată. În caz contrar se alege o altă pantă I sau o altă adîncime h (eventual ambele) şi se repetă procedeul de dimensionare de mai sus pînă la obţinerea rezultatului dorit.

Cunoscîndu-se h, I şi u se poate calcula lăţimea canalului.

Rezultatele obţinute cu metoda expusă sînt mai puţin sigure dacă canalul transportă aluviuni grosiere.

După cum reiese din cele expuse, principiile şi metodele de care dispunem pentru dimensionarea albiei stabile se găsesc în prezent într-un stadiu destul de avansat. Rezultatele care se obţin, deşi comparabile, prezintă însă o gamă de valori destul de întinsă. De aceea nu trebuie să se aplice o singură metodă de calcul, iar utilizarea relaţiilor morfometrice empirice trebuie făcută cu multă prudenţă, mai ales în ce priveşte valoarea coeficienţilor. O adaptare a unor asemenea relaţii la condiţiile

geografice, climaterice și hidrologice ale țării noastre sau stabilirea unor noi relații specifice, așa cum de altfel s-a și început, apare ca deosebit de utilă și urgentă.

Caracteristicile albiei stabile trebuie alese după o atentă confruntare a rezultatelor obținute prin diferite metode eventual ca o medie a acestora.

Diferiții coeficienți de stabilitate propuși (în special, numărul Fr) pot da de asemenea indicații prețioase. Stabilitatea generală a albiei trebuie pusă de acord cu stabilitatea locală (vitezele, eforturile de antrenare critice), admițîndu-se începerea transportului în masă al aluviunilor de fund și apariția dunelor.

Aplicația 1.

Sectorul unui rîu are următoarele caracteristici hidrologice : $Q_{max\ 1\%} = 2\,800$ m³/s $Q_{med\ multianual} = 132$ m³/s, $Q_{med\ multianual}$ în perioada cu cea mai intensă mișcare a aluviunilor de fund (aprilie-iunie), $Q'_m = 720$ m³/s (corespunzător asigurării de 20%), $Q_{min\ 80\%} = 21{,}8$ m³/s.

Patul aluvionar al albiei, alcătuit din fracțiuni argiloase 2%, nisip 40%, pietriș și bolovăniș pînă la 120 mm, atinge grosimi de peste 10 m ; diametrul mediu al aluviunilor transportate de rîu 20 mm. Panta generală pe fundul rîului 1‰, lățimea albiei majore variabilă, pînă la 3 km. Înainte de regularizare albia minoră avea un traseu sinuos, meandrat, nestabil. Se cere să se determine caracteristicile albiei stabile, cu ajutorul relațiilor precedente.

Rezultatele obținute se găsesc în tabelul 3.3.

Tabelul 3.3

Caracteristicile albiei stabile

	Relația	B m	h m	I ‰	u m/s	$Fr = \frac{u}{\sqrt{gh}}$	$\frac{\sqrt{B}}{h}$	$\frac{d_m}{I}$	$u = u_{01} h^{0,2}$
1	D.B. Simmons și M.L. Albertson	106	4	0,16	1,80	0,29	2,6	125	1,65
2	B.I. Rîbkin	140	3	0,50	1,55	0,29	3	40	1,55
3	M. Nixon	113	—	—	—	—	—	—	—
4	S.T. Altunin și I.A. Buzunov	140	3	0,65	1,73	0,32	3	30	1,55

Aplicația 2.

Într-un teren alcătuit din nisip mijlociu cu $d_m = 0{,}5$ mm, urmează să se execute un canal de irigație pentru un debit maxim de 100 m³/s. Să se determine elementele albiei stabile și să se verifice stabilitatea locală a acestuia.

Răspuns.

a) După G. Lacey: $f = 1{,}58\ d_m^{0,5} = 1{,}58 \cdot 0{,}5^{0,5} = 1.13$

$$P = 4{,}7\ Q^{0.5} = 4{,}7 \cdot 100^{0,5} = 47 \text{ m}; \quad I = f^{5/3}/3{,}2 \cdot 10^3\ Q^{1/6} = 1{,}13^{5/3}/3200 \cdot 2{,}15 = \frac{1}{5600}$$

$R = 0{,}47\, i^{-1/3} Q^{1/3} = 0{,}47 \cdot 1{,}13^{-1/3} \cdot 100^{1/3} = 2{,}10$ m;

$S = PR = 47 \cdot 2{,}10 = 100$ m²; $u = 1$ m/s.

Din diagrama Bogardi (fig. 2.7) pentru $b = \frac{d}{RI} = \frac{0{,}0005 \cdot 5\,600}{2{,}10} = 1{,}33$ şi $d_m = 0{,}05$ cm, rezultă că fundul este la limita de stabilitate, în regimul de tranziţie de la dune la antidune.

Din diagrama 3.5, reiese că pentru diametrul considerat $d = 0{,}5$ mm, şi o albie cu fundul şi malurile de nisip: $\tau_c = 2{,}5$ N/m². Deoarece $\tau_0 = \gamma h I = 9{,}81$ kN $\cdot 2{,}10 \cdot \frac{1}{5600} =$ $= 3{,}7$ N/m² $< \tau_s$, albia nu este stabilă.

Din diagrama 3.9 pentru puterea curentului $\tau_0 u = 3{,}7 \cdot 1 = 3{,}7$ N/ms şi $d = 0{,}5$ mm rezultă şi după diagrama Bogardi, regim de trecere de la dune la antidune.

Conform relaţiei I. Levi referitoare la stabilitatea unui pat alcătuit dintr-un strat omogen de aluviuni $u_c = 1{,}4 \sqrt{gd} \ln \frac{h}{7 d_m} = 1{,}4 \sqrt{9{,}81 \times 0{,}0005} \ln \frac{2100}{3{,}5} = 0{,}64$ m/s.

Conform tabelului 2.2, $u_c = u_{01} \cdot R^{0{,}2} = 0{,}5 \cdot 2{,}1^{0{,}2} = 0{,}58$ m/s, iar după tabelul 2.4 $\tau_c =$ $= 2{,}6$ N/m². Din cele de mai sus rezultă că pentru debitul maxim de 100 m³/s, albia începe să fie nestabilă. O modificare corespunzătoare a secţiunii sau pantei devine necesară, pentru asigurarea stabilităţii locale a fundului.

b) După R. M. Haynie şi B. Simmons.

Din diagrama 3.6, pentru fund şi maluri nisipoase şi $Q = 100$ m³/s, rezultă $R = 1{,}50$ m. Pentru această valoare a lui R şi o pantă de încercare $I = 1/8000$ rezultă:

$$\Delta u = 0{,}60 \text{ m/s}; \quad u_* = \sqrt{g R I} = \sqrt{9{,}81 \cdot 1{,}50 \cdot 1/8000} = 0{,}043$$

$$\frac{u'}{u_*} = 5{,}6 \lg \frac{u_* R}{\nu} + 4{,}9 = 5{,}6 \lg \frac{0{,}043 \cdot 1{,}50}{1{,}31 \cdot 10^{-6}} + 4{,}9 = 31{,}3$$

$$\frac{u'}{u_*} - \frac{u}{u_*} = 31{,}3 - \frac{0{,}6}{0{,}043} = 31{,}3 - 14 = 17{,}3$$

$$\frac{u}{u_*} = \frac{u'}{u_*} - \frac{\Delta u}{u_*} = 17{,}3. \text{ Se deduce } u = 17{,}3 \cdot 0{,}043 = 0{,}75 \text{ m/s}.$$

Conform verificărilor anterioare, viteza de 0,75 m/s poate fi admisă, ea asigurînd şi stabilitatea fundului. Rezultă suprafaţa S şi perimetrul muiat: $S = 100/0{,}75 = 133$ m²;

$P = S/R = 133/1{,}5 = 89$ m. Soluţia necesită însă o amprizã aproape dublă faţă de cea obţinută prin metoda Lacey.

3.3. ELEMENTELE ALBIEI REGULARIZATE

3.3.1. NIVELUL DE REGULARIZARE

Nivelul de regularizare este nivelul luat în considerare pentru îmbunătăţirea curgerii în sector şi executarea lucrărilor aferente de regularizare. Acest nivel se stabileşte în legătură cu unul din debitele caracteristice.

Regularizarea pentru debitele medii tinde către stabilirea unui echilibru al curgerii în albia minoră în vederea îmbunătățirii situației în regiunile învecinate (fixarea traseului rîului, stabilitatea albiei, coborîrea nivelului apelor freatice, evitarea zăpoarelor etc.). Problema cea mai importantă este regularizarea curgerii debitului solid (în special a celui tîrît).

Regularizarea pentru debitele apelor mici tinde către realizarea unor adîncimi minimale în sector (pentru navigație). Aceasta se realizează în special prin fixarea șenalului, îmbunătățirea trecerii peste praguri, eliminarea bancurilor călătoare. Atunci cînd lucrările se execută pentru navigație, debitul și nivelul se aleg astfel încît să dispunem de adîncimile și lățimile necesare în sector, un număr de zile din perioada de navigație, corespunzător asigurărilor cerute de categoria căii navigabile respective.

Regularizarea pentru debitele apelor mari tinde să asigure curgerea în bune condiții, fără pericol sau pagube pentru riverani, a apelor de viitură, atît în albia minoră cît și în cea majoră. Și aici, debitele luate în considerare sînt calculate cu o anumită asigurare, corespunzătoare importanței lucrărilor și regiunii.

Pentru proiectare se mai iau în considerare și alte debite și niveluri caracteristice : nivelurile minime, medii și maxime pentru curgerea gheţurilor, nivelurile minime din perioada navigabilă, nivelul minim din perioadă de iarnă, nivelul de formare a albiei (la care au loc cele mai mari tranformări), nivelul peste care apare vegetația pe maluri (în general nivelul mediu anual) etc. Cunoașterea acestor niveluri este necesară atît pentru proiectarea în general a lucrărilor de regularizare cît și pentru determinarea modului de construcție și a materialelor întrebuințate pentru apărări de maluri, epiuri, diguri etc.

Coronamentul lucrărilor de regularizae se așază cu circa 0,5 m mai sus decît nivelul de regularizare ales. Dacă lucrările de regularizare se așază în zona nivelului cel mai periculos de curgere a gheţurilor (de primăvară), ele trebuie consolidate în mod special. Degajarea și spargerea gheţurilor din jurul construcțiilor de regularizare, deși poate aduce în unele cazuri o ameliorare oarecare a situației, în condițiile de la noi din țară nu poate fi considerată ca o măsură eficace.

3.3.2. TRASEUL DE REGULARIZARE

Traseul de regularizare este determinat de traseul noului talveg. În funcție de acesta, de celelalte elemente ale curgerii și de configurația locală a terenului se determină și traseul malurilor.

Traseul de regularizare este strîns legat de panta disponibilă și de natura terenului. Alegerea lui se face ținînd seama de posibilitatea realizării tuturor obiectivelor regularizării și în special a secțiunii proiectate.

Dacă adîncimile naturale sînt insuficiente, adîncimea proiectată se poate obține prin autodragaj, fie îngustînd secțiunea, fie scurtînd tra-

Scanned with OKEN Scanner

seul și mărind panta de curgere. Dacă sporirea adîncimilor nu este necesară și dacă pantele de curgere naturale sînt suficiente, traseul regularizat trebuie doar să îndulcească unele curbe prea pronunțate, evitînd ca pantele locale de curgere să depășească limitele admise pentru stabilitatea fundului și transportul aluviunilor. Modificările traseului în acest caz se încadrează în ceea ce s-a numit mai înainte, o regularizare conservativă.

Un traseu sinuos, cu curburi continue care nu se depărtează prea mult de traseul inițial, reușește aproape totdeauna să realizeze o albie stabilă. În aliniamente și curbe prea lungi, cu raze de curbură prea mari, talvegul nu este stabil. El divaghează de la un mal la altul, formînd traversade nefavorabile, în special la rîurile cu un debit tîrît important. Spre deosebire de sectoarele cu o curbură accentuată, unde curentul atacă numai concavitățile, aici curentul nestabilizat atacă cînd un mal cînd altul. În felul acesta sînt necesare lucrări puternice nu numai pe un mal ci pe ambele maluri și cheltuieli de întreținere mult mai mari. Dacă curba este prea scurtă, curentul își schimbă adesea prea tîrziu direcția către malul concav al curbei următoare (contracurbă). Din această cauză rezultă traversade nefavorabile și adîncimi mici peste praguri. Dacă raza curbei este prea mică, malul concav este atacat puternic.

Traseul regularizat trebuie să respecte următoarele reguli :

— să realizeze pantele și secțiunile de regularizare alese ;

— să fie alcătuit dintr-o serie de curbe și contracurbe despărțite prin puncte de inflexiune sau scurte aliniamente (nu mai lungi de trei lățimi de albie). Pentru trasarea talvegului și a malurilor este bine să se urmeze indicațiile date de Fargue și Girardon. Trebuie respectată în special variația continuă a curburilor de la zero la punctele de tangență de la capete, la curbura maximă din vîrful curbei. O astfel de variație continuă asigură trecerea progresivă a secțiunii de la forma simetrică și lățimea mai mică din aliniament, la forma disimetrică și lățimea mai mare din curbă.

Raza minimă din vîrful curbei trebuie să fie egală cu $R=(3{,}5...8)B$, unde B este lățimea albiei la oglinda apei pentru debitul de calcul. Valori mai mici determină un profil transversal extrem de nesimetric, desprinderea curentului de malul convex și formarea acolo a unor depuneri ce fac inactivă o parte din secțiune. Valoarea optimă se poate obține de pe sectoarele model aflate în condiții asemănătoare ;

— să se rezeme la ambele capete pe malurile unor sectoare stabilizate ; în caz contrar, meandrele care limitează sectorul se pot deplasa în așa măsură încît lucrările executate să constituie o piedică pentru curgerea apei și pentru navigație sau chiar să rămînă complet pe uscat ;

— să fie așezat în cuprinsul albiei minore, în limitele zonelor cu depuneri minime de aluviuni și să se sprijine pe malurile concave înalte existente. Este bine ca în secțiunile întinse ale vechii albii, așezarea tra-

Scanned with OKEN Scanner

seului regularizat să se facă ținîndu-se seama de malurile, bancurile și insulele deja consolidate și așezate favorabil. De asemenea trebuie luate în considerare și utilizate cît mai complet lucrările de regularizare existente. Traseul trebuie îndepărtat de malurile nestabile : terenuri curgătoare, grohotișuri etc. ;

— să se înscrie în sinuozitățile largi ale albiei majore fără însă a fi prea diferit de traseul acesteia. Unghiurile formate de axele hidrodinamice ale celor două albii în punctele lor de intersecție trebuie să fie cît mai mici posibil.

Dacă paralel se face și o regularizare a albiei majore prin construirea de diguri împotriva inundațiilor, traseul acestora trebuie să urmărească pe cît posibil traseul albiei minore regularizate și să nu prezinte neregularități locale care ar putea stînjeni curgerea în lunca inundabilă.

La *trasarea curbelor*, arcele de sinusoidă satisfac cel mai bine condițiile dezvoltării progresive a curburilor. Dacă R_0 este raza minimă la vîrful curbei, $2x_0$ lungimea coardei, y_0 săgeata maximă și $y=f(x)$ ecuația arcului de sinusoidă, conform figurii 3.10, avem relațiile :

$$2x_0 = \pi \operatorname{tg}\frac{\varphi}{2} R_0;\ y_0 = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\varphi}{2}\right) R_0;\ y = y_0 \cos\frac{\pi x}{2x_0} \qquad (3.18)$$

În practică traseul cel mai comod, care satisface în același timp condițiile unei creșteri progresive a curburii, este cel în mîner de coș. Acesta este alcătuit de obicei din trei arce de cerc, cel de la mijloc avînd raza cea mai mică.

Curbele traseului se mai pot realiza din arce de cerc cu racordări parabolice, din arce de elipsă, parabolă, lemniscată etc.

Pentru a pune în practică indicațiile date mai sus este necesar să se stabilească în prealabil perioada λ și amplitudinea h a sinuozităților traseului de regularizare. După C. Inglis pentru rîuri de cîmpie cu pante variind între 0,1 și 0,2 m/km : $\lambda=53{,}6\ Q^{1/2}$; $\lambda+h=102{,}2\ Q^{1/2}$; pentru rîuri adîncite (cu maluri înalte : $\lambda=46{,}1\ Q^{1/2}$; $\lambda+h=102{,}2\ Q^{1/2}$ (λ și h în m). La rîuri avînd un debit foarte variabil $Q=0{,}6\ Q_{max}$.

Din experimentările pe model efectuate a reieșit că pentru fiecare combinație a factorilor hidraulici (debit, pantă, viteză) care caracterizează traseul sinuos, există un anumit debit solid care asigură caracterul repetitiv al acestuia. Dacă experiențele se efectuează cu apă curată, lipsa

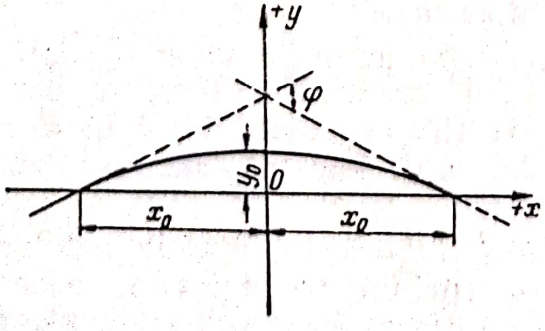


Fig., 3.10. Traseul sinusoidal.

aluviunilor nu împiedică formarea sinuozităţilor, dar dezvoltarea lor este neregulată, cu tendinţe continue de dezvoltare a dimensiunilor (λ şi h).

În final, dezvoltarea traseului sinuos trebuie să realizeze o pantă a fundului cît mai apropiată de panta hidraulică necesară curgerii debitului de calcul luat în considerare la determinarea albiei stabile.

Realizarea traseului regularizat se asigură prin lucrările de regularizare (epiuri, diguri longitudinale de dirijare, praguri de fund) care se pot executa pe ambele maluri sau numai pe un singur mal (fig. 3.11 şi 3.12).

Digurile longitudinale de dirijare se utilizează mai ales în părţile concave, epiurile fiind preferate pe restul traseului. Desigur, lucrările de regularizare chiar cînd se execută pe ambele maluri, nu trebuie să prezinte o continuitate perfectă. Ele se aşază în zonele critice (maluri ata-

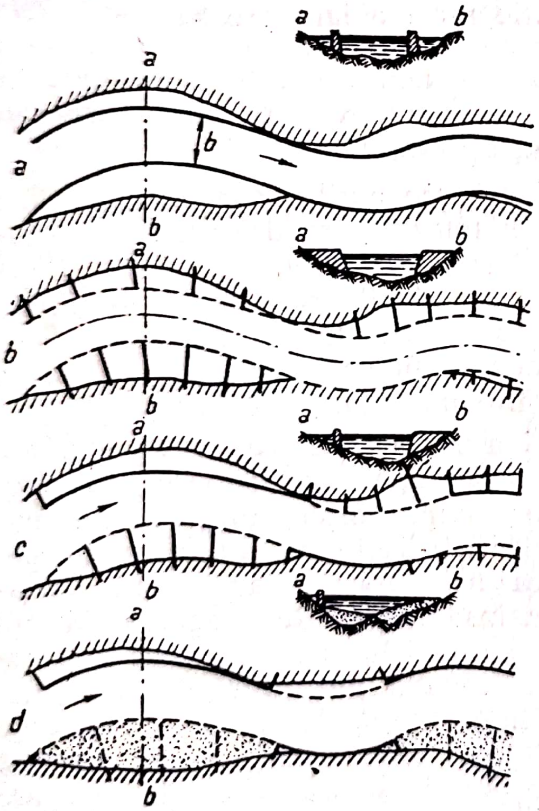


Fig. 3.11. Realizarea traseului regularizat:
a — cu diguri longitudinale de dirijare; *b* — cu epiuri; *c* — sistem mixt (diguri şi epiuri); *d* — lucrări numai pe un mal (diguri longitudinale sau epiuri).

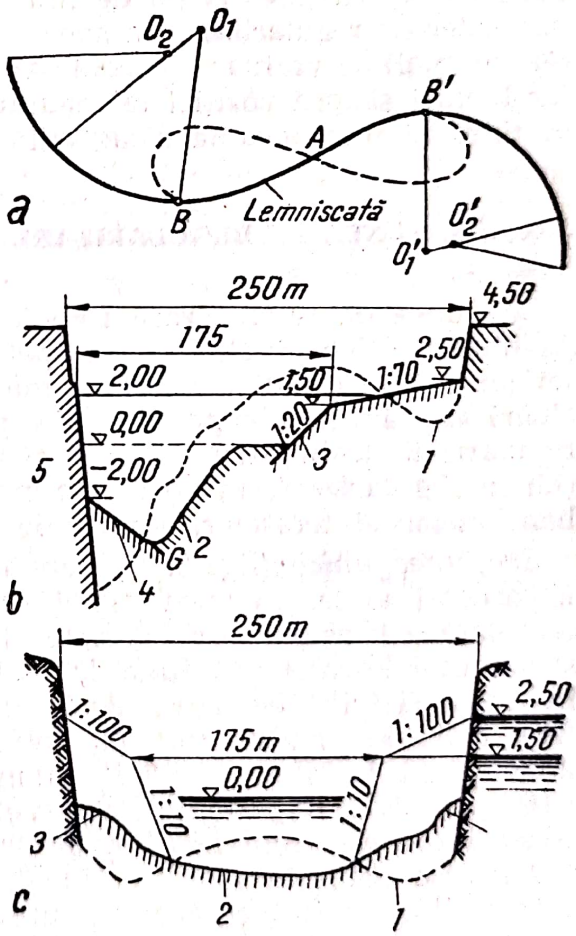


Fig. 3.12. Traseul de regularizare a albiei minore şi realizarea secţiunilor regularizate pe cursul mijlociu al Rinului:
a — traseul în plan; *b* şi *c* — secţiuni în vîrful curbei şi în traversade.
1 — fundul înainte de regularizare; *2* — fundul după regularizare; *3* — epiu; *4* — prag de fund; *5* — dig de dirijare.

Scanned with OKEN Scanner

cate de curent, traversade cu bancuri, ramificații etc.), căutîndu-se ca pe rest să nu se execute nici o lucrare sau să se execute lucrări mai simple, cu caracter provizoriu. Pentru economie și pentru a urmări mai de aproape transformările albiei, de multe ori lucrările traseului se execută din aproape în aproape, numai în limitele strict necesare. Dacă lucrările se execută pe un singur mal, ele conturează în general malurile concave, sub forma unor diguri de dirijare longitudinale. Pe malurile convexe nu se construiesc de loc lucrări de regularizare sau se construiesc numai cîteva epiuri pentru fixarea traseului.

La rîuri cu panta mai mare de 2‰ și cu un transport important de aluviuni tîrîte, lucrările de regularizare executate pe un singur mal nu dau în general rezultate.

Pentru trasarea malurilor în sectoarele de trecere de la curbă la contracurbă, se va ține seamă de indicațiile date de Fargue. La amplasarea lucrărilor de regularizare (în special diguri longitudinale de dirijare, apărări de mal) se va lua în considerare și influența înclinării taluzelor acestor lucrări asupra poziției talvegului (pantele dulci îndepărtează talvegul, în timp ce cele abrupte atrag adîncimile mari chiar la baza lor).

3.3.3. SECȚIUNEA DE REGULARIZARE

Secțiunea de regularizare trebuie să asigure curgerea debitului lichid și solid la orice nivel, fără ca apele corespunzătoare debitului de regularizare ales să se reverse peste maluri și fără ca fundul să sufere înnisipări sau adînciri importante. În plus, pe rîurile navigabile, secțiunea regularizată trebuie să asigure înscrierea gabaritului de navigație. Secțiunea regularizată, în special prin amenajarea convenabilă a taluzelor, banchetelor și teraselor, contribuie la înfrumusețarea peisajului.

Secțiunea unică (fig. 3.13) trebuie să asigure curgerea, la orice nivel, în aceeași albie. Lățimea albiei este determinată de debitele maxime calculate cu asigurarea corespunzătoare importanței rîului și regiunii străbătute. Formele utilizate la canalele artificiale nu au întrebuințare în regularizările de rîuri decît în cazurile foarte rare, cînd variațiile debitelor rîului sînt cu totul neînsemnate. Restrîngerea lățimii albiei după cerințele secțiunii optime, conduce la adîncimi mari și diferențe de nivel importante chiar pentru variații moderate ale debitelor. Acest lucru este contrar nevoilor unei bune regularizări, care presupune variații de nivel în albie în limite cît mai restrînse. În plus, sporirea adîncimilor în albie are ca urmare sporirea vitezelor de curgere ($u = C\sqrt{RI}$) la ape mari și deci afuieri și greutăți de întreținere.

La ape mici, în secțiunea unică, din cauza lățimii sale relativ mari, nu se realizează totdeauna adîncimile și vitezele necesare pentru a împiedica creșterea vegetației pe fund și depunerea aluviunilor. De asemenea, nu se asigură totdeauna adîncimile necesare migrațiunii peștilor. Este indicat ca secțiunea unică să se execute în întregime sub nivelul

Scanned with OKEN Scanner

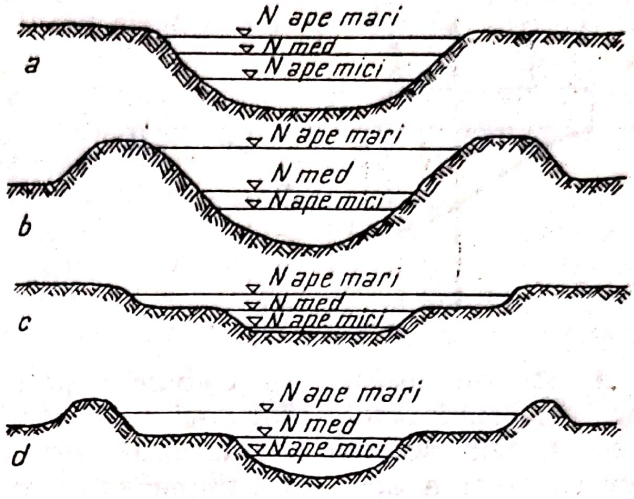


Fig. 3.13. Secţiuni de regularizare caracteristice:
a şi *b* — secţiune unică în săpătură şi mixtă; *c* şi *d* — secţiune etajată în săpătură şi mixtă.

terenului numai cînd diferenţele între debitele extreme sînt mici şi cînd durata apelor mari este scurtă. În caz contrar, nivelurile apelor mici şi fundul secţiunii ar trebui coborîte mai mult decît este admisibil. Pentru a evita acest lucru, secţiunea se poate executa parţial în săpătură, parţial în umplutură. Albiile adînci, cu taluze prea repezi nu sînt estetice şi se detaşează prea net din peisaj. La lucrările mai recente, s-a realizat o oarecare îmbunătăţire în această privinţă prin rotunjirea muchiilor superioare ale profilului.

Secţiunea etajată asigură curgerea apelor mari într-o albie suprapusă albiei minore, de lăţime mult mai mare, care corespunde în oarecare măsură albiei majore a rîului neregularizat. Secţiunile etajate micşorează diferenţele între nivelurile de apă caracteristice, evită poziţia prea coborîtă a fundului albiei, fragmentează taluzele prea înalte, iar în albia mijlocie realizează adîncimi şi viteze suficiente, chiar în cazul debitelor mici. Albia mijlocie este utilă pentru piscicultură, în special cînd malurile se consolidează cu piatră şi temperatura apei este potrivită. Terasele din albia majoră pot fi utilizate în agricultură. Ele au o înclinare către albia mijlocie şi pot fi prevăzute numai pe o parte (secţiuni asimetrice), dacă traseul se integrează mai bine în relief.

Profilele etajate nu trebuie proiectate rigid şi invariabile pe întreg sectorul regularizat; forma şi mărimea părţilor componente trebuie să satisfacă cerinţele locale ale regularizării. De exemplu, în unele sectoare poate apare necesară o ridicare a fundului albiei mijlocii, în altele, o adîncire. Acest lucru se poate obţine în primul caz prin coborîrea nivelului de deversare în albia majoră, iar în al doilea caz şi prin ridicarea acestui nivel. Dacă în altă împrejurare, trebuie împiedicată aluvionarea unei zone joase din albia majoră, se poate obţine acest lucru prin reorganizarea secţiunii de curgere în aşa fel încît aluvionările să nu se producă acolo, ci în alte zone ale sectorului.

Dimensiunile generale Ω, b şi h ale secţiunii transversale se pot determina conform indicaţiilor date în paragraful precedent.

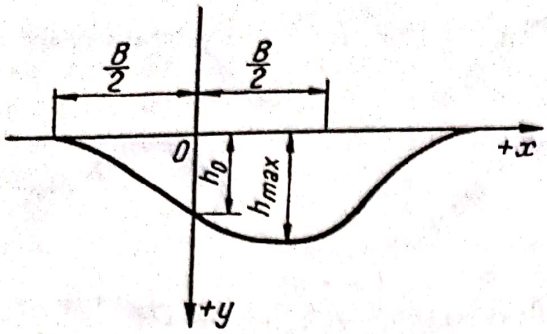


Fig. 3.14. Determinarea formei albiei în curbe.

Aceste dimensiuni nu trebuie însă considerate absolute și definitive, mai ales cînd datele hidrologice pe care s-au bazat calculele sînt relativ incerte. Din această cauză, alcătuirea secțiunii transversale și lucrările pentru fixarea acesteia trebuie astfel concepute încît să admită corecții ulterioare, fără dificultăți și cheltuieli prea mari.

Forma obișnuită a albiilor în aliniament este forma eliptică sau parabolică. Executarea și întreținerea unor forme curbe este însă destul de grea și costisitoare ; de aceea se preferă contururile poligonale apropiate.

În curbe, conturul secțiunii este determinat de două ramuri de parabolă asimetrice, avînd ca axă comună verticala corespunzătoare adîncimii maxime (talvegului).

Se poate utiliza și curba dată de relația (fig. 3.14) :

$$y = h_0\left(1 - \frac{4x^2}{B^2}\right)\left(1 - a\frac{x}{R}\right) \qquad (3.19)$$

în care : R este raza malului concav ; B, h — lățimea la oglinda apei, respectiv adîncimea medie de regularizare în sectoarele rectilinii ; $a=5{,}34$ dacă debitul maxim de calcul este transportat în albia minoră (albie unică) și $a=8$ dacă acesta este transportat și în albia majoră ; $h_0=\frac{2}{3}h$.

Adîncimile medii și maxime într-un sector curb în funcție de raportul $\left(\frac{B}{R}\right)$ pot fi calculate cu ajutorul relațiilor (după Boussinesq) :

$$h_{med\ c} = \alpha h; \quad h_{max\ c} = \beta h; \qquad (3.20)$$

în care h este adîncimea medie de regularizare în sectoarele rectilinii ; α și β — coeficienți care pot fi luați din tabelul 3.4.

Tabelul 34.

Valorile coeficienților α și β

B/R	0,16	0,20	0,25	0,50
α	1,24	1,27	1,33	1,60
β	1,48	1,84	2,20	3,00

După cum s-a arătat, dimensiunile generale și forma albiei stabile, trebuie puse de acord cu condițiile stabilității locale (viteza, eforturi de antrenare critice).

O primă problemă care se pune în acest sens este determinarea valorii eforturilor de antrenare pe perimetrul unei secțiuni de formă oarecare.

Dacă se consideră cazul unei albii late, cu un profil relativ regulat (fig. 3.15, *m*) se poate admite că izohietele sînt aproximativ paralele cu conturul acesteia. De ambele părți ale secțiunii *abcd* vitezele sînt aproximativ egale, deci nu există variații importante ale cantităților de mișcare între suprafețele limită *ac* și *bd* și nici eforturi tangențiale turbulente pe aceste suprafețe. Efortul de antrenare $\tau_0 = \gamma hI$ se exercită în consecință integral pe suprafața *cd* a fundului.

În cazul unei albii relativ înguste și cu un profil neregulat (fig. 3.15, *n*), acest lucru nu se mai întîmplă și adîncimea medie încetează de a mai fi singurul criteriu de calcul a efortului de antrenare τ_0.

În acest caz, se poate utiliza soluția grafică indicată în figura 3.15, *q*. În lungul ortogonalelor *hl* și *gk* duse pe izohiete, eforturile tangențiale fiind nule, efortul de antrenare pe suprafața *hg* este produs numai de mișcarea masei de apă cuprinsă între aceste ortogonale. Valoarea lui se află deci înmulțind suprafața cu γI. Metoda prezintă însă un neajuns întrucît nu poate da o valoare definită a efortului de antrenare decît pentru suprafața muiată situată sub zona vitezelor maxime (fig. 3.16, *a*).

Rezultatele studiilor efectuate pînă în prezent arată că în timp ce pe fundul unui canal trapezoidal sau al unei albii foarte late de rîu se poate considera $\tau_0 = \gamma hI$, pe taluze efortul de antrenare nu atinge decît maximum 75% din această valoare (fig. 3.16, *b*).

O formă rațională a secțiunii transversale se poate obține punînd condiția ca sub acțiunea greutății proprii și a efortului de antrenare a cu-

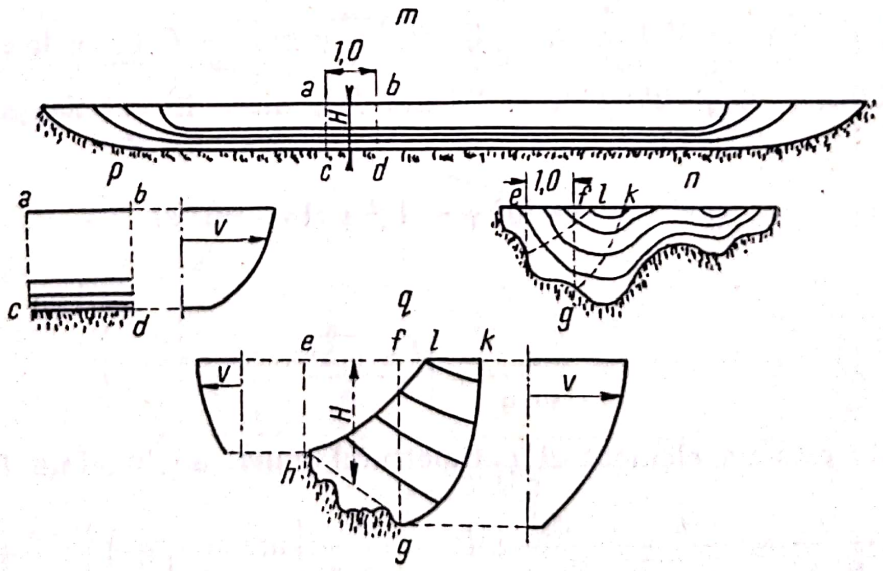


Fig. 3.15. Determinarea eforturilor de antrenare în albii cu profil neregulat.

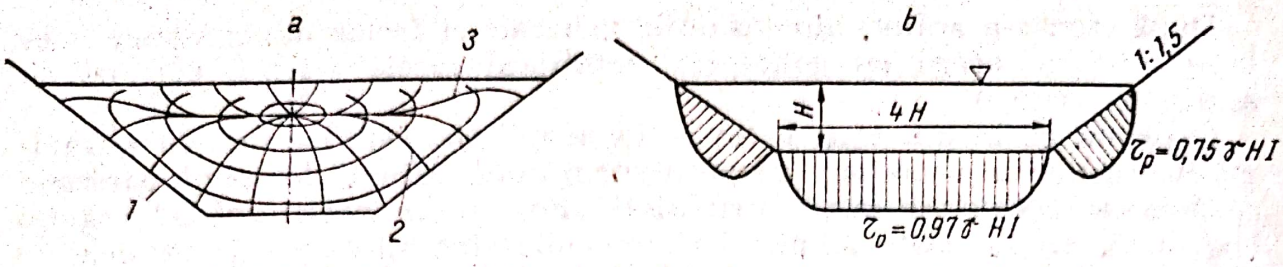


Fig. 3.16. Curbele izohiete (*a*) şi variaţia eforturilor de antrenare pe perimetrul muiat al unui canal trapezoidal îngust (*b*):
1 — izohiete; *2* — ortogonale (liniile gradienţilor de viteză); *3* — limita vitezelor maxime.

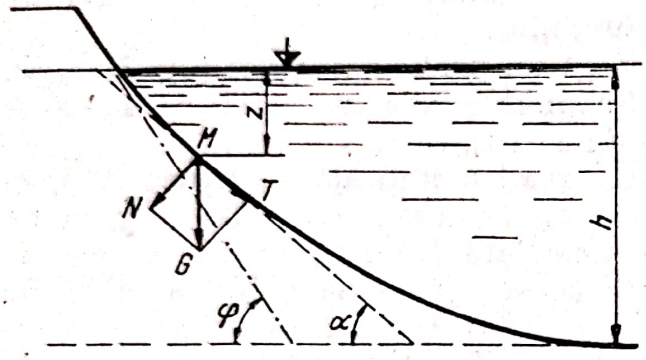


Fig. 3.17. Schemă de calcul pentru determinarea formei albiei.

rentului, toate particulele care alcătuiesc albia să se găsească în stare de echilibru limită (fig. 3.17).

Fie G — greutatea aparentă a particulei considerate, φ — unghiul taluzului natural (unghiul de frecare interioară a terenului necoeziv), α — unghiul tangentei la curba perimetrului muiat într-un punct M. $\tau_z = kz$ — efortul de antrenare a particulei considerate aproximativ proporţional cu adîncimea z. Condiţia de echilibru este :

$$\sqrt{T^2 + \tau_z^2} = N \operatorname{tg}\varphi \quad \text{sau} \quad \sqrt{G^2 \sin^2\alpha + k^2 z^2} = G \cos\alpha \operatorname{tg}\varphi$$

pentru $z=h$, $\alpha=0$ şi $kh=G \operatorname{tg}\varphi$. Făcînd înlocuirea în relaţia precedentă se obţine :

$$\sin^2\alpha + \frac{z^2}{h^2}\operatorname{tg}^2\varphi = \operatorname{tg}^2\varphi\,(1 - \sin^2\alpha)$$

sau

$$\frac{\sin\alpha}{\sin\varphi} = \sqrt{\frac{h^2 - z^2}{h^2}}$$

Dacă dp este un element al perimetrului muiat de lungime P :

$$dp = \frac{dz}{\sin\alpha} = \frac{h}{\sqrt{h^2 - z^2}}\,\frac{dz}{\sin\varphi}\,;\quad P = \frac{2h}{\sin\varphi}\left|\operatorname{arc\,sin}\left(\frac{z}{h}\right)\right|_{z=0}^{z=h} + C \qquad (3.20)$$

Admiţînd ca origine a lungimii perimetrului suprafaţa apei, constanta C este zero şi $P=\frac{\pi h}{\sin\varphi}$; raza de curbură este :

$$\rho=\frac{dp}{dz}=\frac{h}{\sqrt{h^2-z^2}}\;\frac{1}{\sin\varphi}\;\frac{dz}{d\alpha}\quad\text{sau}\quad \rho=\frac{h^2}{z}\;\frac{\cos\alpha}{\sin^2\varphi}. \tag{3.22}$$

Se observă că pentru $z=0$, $\rho=\infty$, deci curba este tangentă la dreapta taluzului natural. La fund $z=h$, $\alpha=0$ şi $\rho=\frac{h}{\sin^2\varphi}$ (valoare minimă).

Cu aceste elemente, conturul albiei este complet determinat. Bineînţeles, forma aleasă trebuie să se încadreze în dimensiunile generale ale albiei stabile.

În cazul unei secţiuni trapezoidale cu taluze plane, unghiul α este constant şi egal cu înclinarea acestora. Din relaţia de echilibru limită a unei particule se deduce :

$$\tau=G\sqrt{\cos^2\alpha\,\mathrm{tg}^2\varphi-\sin^2\alpha}$$

Dacă τ_{cf} este efortul critic de antrenare pe fund, $\tau_{cf}=G\,\mathrm{tg}\varphi$ (stabilitatea particulei este asigurată numai de frecare), raportul

$$\frac{\tau}{\tau_{cf}}=\frac{\sqrt{\cos^2\alpha\,\mathrm{tg}^2\varphi-\sin^2\alpha}}{\mathrm{tg}\,\varphi}=\cos\alpha\sqrt{1-\frac{\mathrm{tg}^2\alpha}{\mathrm{tg}^2\varphi}}=K \tag{3.23}$$

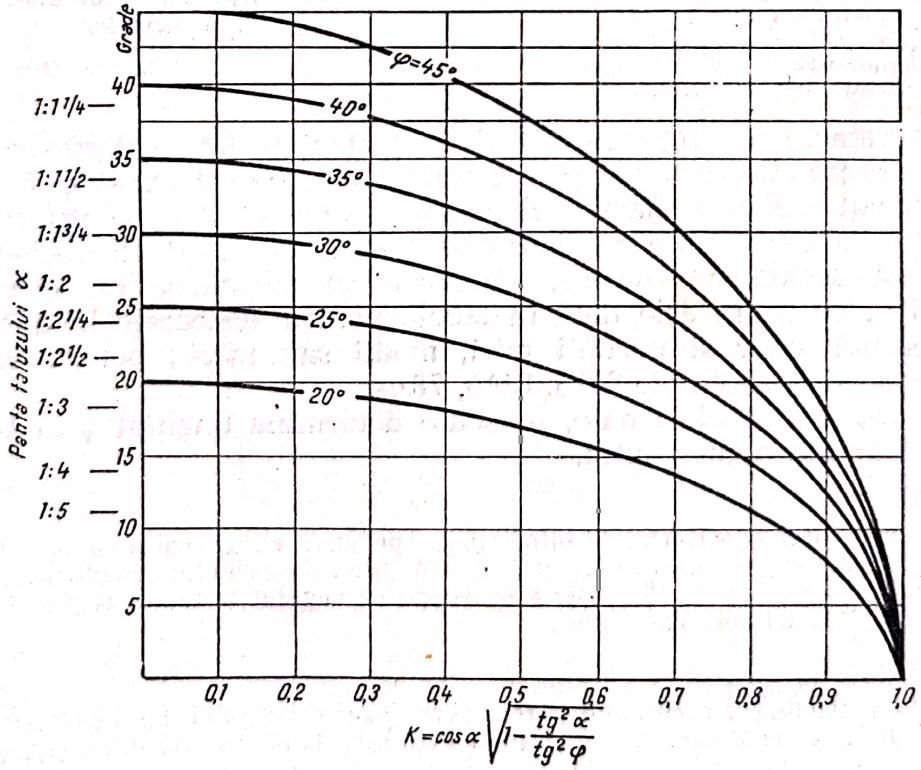


Fig. 3.18. Diagramă pentru calculul coeficientului K în funcţie de panta talazului α şi unghiului de frecare interioară φ al materialului care alcătuieşte taluzul canalului (după L a n e).

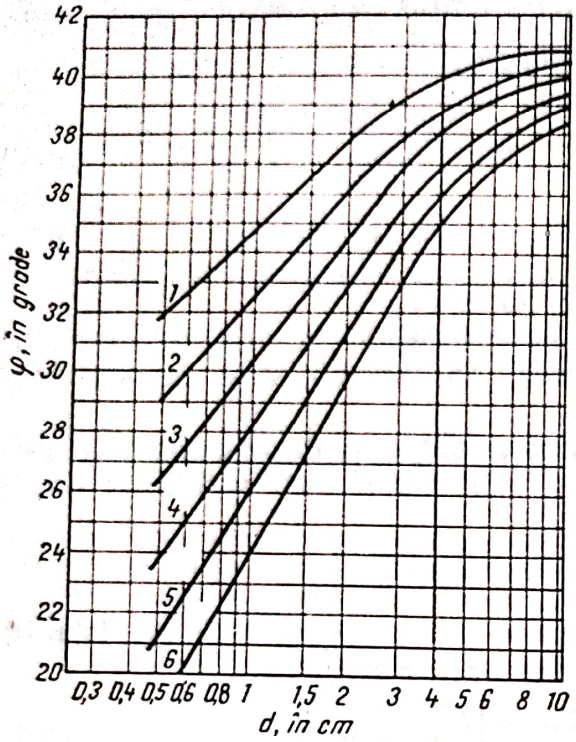


Fig. 3.19. Diagramă pentru stabilirea pantei taluzelor canalelor în funcție de natura materialului (după Lane):

1 — foarte colțuros; *2* — colțuros; *3* — puțin colțuros; *4* — puțin rotunjit; *5* — rotunjit; *6* — foarte rotunjit (material necoeziv).

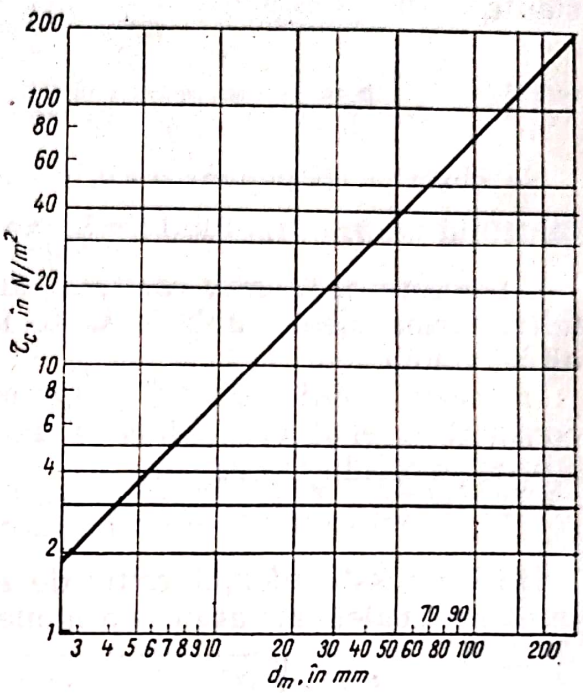


Fig. 3.20. Valorile efortului de antrenare critic τ_c în funcție de diametrul particulelor.

În diagramele din figurile 3.18, 3.19 și 3.20 se dau valorile coeficientului K în funcție de $\varkappa$ și φ, unghiurile taluzului natural φ în funcție de diametrul mediu al particulelor (ambele după Lane) și valorile efortului de antrenare critic τ_c la fundul canalului (după Einstein-Rousse).

În cazul canalelor sinuoase, eforturile de antrenare τ_c se reduc la 90%, 75%, 60% din cele date în tabele pentru sectoarele în aliniament, corespunzător unor sinuozități mici, medii sau mari; pentru viteze se admit respectiv procentele 95%, 81%, 78%.

Cu relațiile și tabelele date, se poate determina unghiul φ al taluzului stabil sub acțiunea curentului.

Aplicație

Malurile unui rîu în care efortul de antrenare la ape mari atinge valoarea $\tau_0 = 9{,}8$ N/m², sînt alcătuite din nisip colțuros cu $d_m = 9$ mm. Datorită fenomenului de autopavare, stabilitatea fundului este asigurată. Se cere să se determine unghiul taluzului stabil al malurilor ținînd seama și de acțiunea curentului.

Răspuns:

Pentru $d_m = 9$ mm, din diagrama 3.19 rezultă un unghi al taluzului stabil $\varphi = 32°$ (1 : 1,75) și un efort critic de antrenare $\tau_c = 6{,}8$ N/m². Pentru ca taluzul să fie stabil și sub acțiunea curentului, coeficientul K trebuie să aibă valoarea $K = \frac{\tau_c}{\tau_0} = \frac{6{,}8}{9{,}8} = 0{,}7$. Cu această valoare și $\varphi = 32°$, din diagrama 3.18 se obține înclinarea taluzului stabil în curent $\alpha \sim 1 : 2{,}5$.

3.3.4. PROFILUL ÎN LUNG DE REGULARIZARE

Profilul în lung de regularizare este în bună măsură determinat de profilul văii. Pantele de curgere nu pot diferi prea mult de cele ale fundului văii și sînt limitate de natura terenului. Pentru un anumit traseu de regularizare ales, pantele de curgere sînt legate de secțiunea muiată și de debite, prin relațiile cunoscute din hidraulică. Pantele de curgere determină mișcarea aluviunilor și condiționează stabilitatea albiei.

Indicații prețioase asupra pantelor de curgere și profilului în lung de regularizare pot fi date de relațiile morfometrice ale albiei stabile și de sectoarele favorabile (model). Este însă necesar să se cerceteze dacă pantele constatate în sectorul model reprezintă într-adevăr caracterul rîului considerat și dacă nu cumva sînt rezultatul unor cauze speciale locale (fixarea fundului datorită unor bancuri de pietriș provenit dintr-un vechi torent, sau datorită unor vechi construcții de baraje, praguri de fund înnisipate etc.). O condiție esențială este și aceea ca debitele lichide și solide ale sectorului model să fie foarte apropiate sau cel puțin comparabile cu cele ale sectorului care urmează a fi regularizat.

Trebuie de asemenea examinat, în ce măsură pantele de curgere și toate celelalte caracteristici ale sectorului model sînt datorite rîului însuși sau afluenților săi. Dacă toate condițiile de comparare sînt îndeplinite, o dată cu pantele trebuie luate din sectorul model și dimensiunile principale ale secțiunilor, caracteristicele traseului etc. În acest fel se pot utiliza cu mai mult succes și unele relații morfometrice, determinîndu-se după sectoarele model coeficienții numerici folosiți.

În general, pantele de curgere alese nu trebuie să modifice prea mult regimul de curgere existent. Chiar acolo unde se urmăresc spălări ale albiei, trebuie procedat cu foarte mare prudență, luîndu-se în considerare perturbările care pot surveni în aval din cauza micșorării capacității de transport a apei rîului, prin încărcarea cu aluviuni.

CAPITOLUL 4

MATERIALE, ELEMENTE, LUCRĂRI ŞI CONSTRUCŢII DE REGULARIZARE

4.1. MATERIALE

Pămîntul intră în alcătuirea diferitelor construcţii de regularizare. Mai frecvent se utilizează : nisipul, pietrişul, argila, argila nisipoasă şi nisipurile argiloase, cu condiţia ca toate acestea să conţină o cantitate neînsemnată de materii organice şi de săruri solubile în apă (maximum 5%) care prin descompunere şi dizolvare ar produce tasări şi deformaţii importante. Turba poate fi folosită numai dacă conţine puţine resturi vegetale şi numai sub formă de incluziuni izolate.

Argilele sînt cele mai impermeabile. Este necesar să se ţină seama că ele se umflă puternic la umezeală şi crapă la uscăciune. Dintre toate pămînturile menţionate, cele mai indicate sînt nisipurile argiloase cu un conţinut de 50...60% nisip, care la uscare nu crapă, la umezeală nu se umflă şi reţin bine apa.

Folosirea terenurilor mîloase şi a pămîntului vegetal este interzisă, iar terenurile constituite din prafuri pot fi întrebuinţate numai la construcţii de importanţă secundară prevăzute totuşi cu consolidări puternice (îmbrăcămintea taluzului).

Piatra este materialul cel mai frecvent utilizat în regularizările de rîu. Piatra intră în alcătuirea lucrărilor sub formă de : masive de anrocamente, straturi de egalizare şi filtre, piatră pentru încărcarea elementelor executate din crengi, nuiele şi lemn, piatră pentru executarea paramentelor, apărarea şi consolidarea malurilor etc.

Piatra utilizată este piatra (pietrişul) de rîu, piatra brută aşa cum rezultă din carieră (blocuri naturale, anrocamente), piatra spartă, piatra cioplită şi prelucrată în diferite feluri (moloane, calupuri etc.).

Condiţiile tehnice care se impun pietrei depind de destinaţia şi modul ei de utilizare. Piatra trebuie să reziste la acţiunea agenţilor atmosferici, să nu fie solubilă în apă şi să nu fie atacată de agenţii agresivi ai acesteia, iar greutatea specifică nu trebuie să fie mai mică de 15,7... 19,6 kN/m^3 (1,6...2,0 tf/m^3). Piatra utilizată în regularizările de rîu trebuie să fie cît mai compactă pentru a absorbi cît mai puţină apă şi a nu fi gelivă.

Duritatea pietrei utilizate în regularizările de rîu trebuie să fie de cel puţin 3...4, după scara standard. Se recomandă rocile de adîncime scoase de curînd, rocile eruptive compacte, şisturile cristaline (negelive),

Scanned with OKEN Scanner

gresiile și conglomeratele cu lianți cuarțoși. Anumite pietre de calcar, foarte compacte și rezistente dau rezultate bune, deși se cioplesc greu (de exemplu piatra de Canara). Nu sînt indicate rocile care se înmoaie ușor (gresiile argiloase, marnele) sau acelea care își pierd legătura în prezența apelor ușor alcaline (gresiile cimentate cu calcar).

Alegerea pietrei din punctul de vedere calitativ nu trebuie să aibă un caracter absolut, ci trebuie să se facă luînd în considerare condițiile locale. Astfel, s-ar putea să fie indicată utilizarea unei pietre mai slabe, de exemplu un calcar moale, care se găsește în imediata apropiere a lucrării, deoarece completările periodice ale pierderilor și degradărilor se pot face foarte ușor și ieftin.

Greutatea bucăților de piatră utilizate, cînd acestea sînt în contact direct cu curentul apei, se stabilește în funcție de forța de antrenare.

Pentru formarea sîmburelui construcțiilor de anrocamente se poate utiliza piatră mai măruntă și dintr-o rocă mai slabă. Acest lucru este valabil în special sub nivelul apelor mici unde inconvenientele gelivității dispar.

Piatra mai măruntă este indicat a se utiliza și la baza lucrărilor de regularizare, deoarece repartizează mai bine presiunile pe teren și nu se înfundă în fundul vazos. Piatra spartă este preferabilă pietrei de rîu care este mai puțin stabilă, avînd un coeficient de frecare la alunecare mai mic.

Alegerea dimensiunii pietrelor utilizate este de o deosebită importanță atît pentru soliditatea și durata construcției cît și pentru economia acesteia. Întrebuințarea unor blocuri sau anrocamente cu dimensiuni prea mari este neeconomică întrucît acestea se obțin greu în cariere, se transportă și se pun în operă cu multă dificultate, necesitînd uneori și utilaj mecanic special. Anrocamentele cu greutăți de peste 200 N/bucata (20 kgf) pot fi cu greu manipulate și puse în operă manual. Anrocamentele mari au dezavantajul că formează goluri prin care curentul poate antrena umplutura din spate.

Lemnul se utilizează mai ales sub formă brută : lemn rotund, semirotund și mai rar lemn ecarisat. Din lemn se execută : piloții, parii și țărușii, pereții căsoaielor, moazele și diferitele contravîntuiri etc.

Este recomandabil, ținînd seama de variațiile de uscăciune și umiditate la care sînt supuse lucrările de regularizare, să se utilizeze lemn de specii tari. În cazul lucrărilor cu caracter provizoriu sau a celor semipermanente se utilizează orice specie, părțile lemnoase ale lucrării putînd dispare după ce aceasta și-a îndeplinit rolul pentru care a fost construită.

O utilizare foarte frecventă în lucrările de regularizare de rîuri o au produsele lemnoase secundare, crengile și nuielele. Acestea au o întinsă întrebuințare la confecționarea fascinelor, gardurilor, cleionajelor etc. Nuielele utilizate trebuie să fie rezistente, drepte și flexibile. Lungimea minimă este 2,0 m, iar diametrul capătului gros nu trebuie să depășească 4...5 cm. Nuiaua nu trebuie să aibă multe ramificații laterale (afară de

cazul cînd este destinată reținerii de aluviuni). Adeseori nuiaua trebuie să-și păstreze capacitatea de a prinde rădăcini (lăstari).

Betonul și betonul armat se întrebuințează mai ales în elemente prefabricate sau executate pe loc : blocuri paralelipipedice pentru înlocuirea blocurilor mari de piatră naturală greu de procurat și de transportat, corpi stelați sau de alte forme pentru disiparea energiei curentului și valurilor, carcase, plăci, piloți, grinzi etc.

Construcțiile monolite de beton și beton armat se folosesc mai rar, în general numai în legătură cu alte construcții executate pe rîuri : prize, traversări etc.

Betonul trebuie să aibă o compactitate mare (γ =24...25 kN/m^3, adică 2,4...2,5 tf/m^3) și să reziste în bune condițiuni agenților agresivi din apă. Realizarea unei compactități mari reduce gelivitatea și permeabilitatea betonului, contribuie la creșterea stabilității elementelor așezate în curent.

Oțelul se utilizează relativ puțin, mai ales pentru confecționarea unor carcase (cupoane de șini și laminate vechi), armături și ancoraje, plase de sîrmă etc.

Materialele bituminoase sînt un bun liant pentru agregate. De aceea în ultimul timp s-a trecut la înlocuirea lucrărilor masive din anrocamente, cu lucrări mai suple și mai economice din anrocamente impregnate cu asfalt (turnat eventual sub apă).

Materialele bituminoase foarte impermeabile și rezistente la agenții agresivi, sînt folosite sub formă de masticuri (amestecuri de bitum topit și filer) pentru impermeabilizări și închideri de rosturi ; de asemenea la confecționarea saltelelor și îmbrăcăminților asfaltice, a betonului asfaltic etc.

Masele plastice au început să aibă o largă utilizare datorită rezistenței lor mari la întindere, flexibilității și impermeabilității, costului lor relativ redus și ușurinței punerii în operă.

Pentru monolitizarea prefabricatelor la rosturi se utilizează acetatul de polivinil, pentru etanșarea rosturilor pelicule și folii de polietilenă și policlorură de vinil etc.

Din materiale plastice se confecționează țesături și saltele pentru impermeabilizarea canalelor, vopsele pentru protecția superficială a betoanelor hidrotehnice etc.

4.2. ELEMENTE DE CONSTRUCȚIE

Fascinele sînt legături de nuiele cu diametrul de 12...30 cm și cu lungimea de 4...12 m. Ele sînt alcătuite din nuiele de salcie, plop, așezate și strînse laolaltă cu sîrmă neagră, sau galvanizată, cu nuiele subțiri elastice, sau cu sfoară smolită.

Fascinele se confecționează pe capre de lemn (fig. 4.1). Primele mănunchiuri de ramuri se așază la un capăt al caprei, astfel ca părțile re-

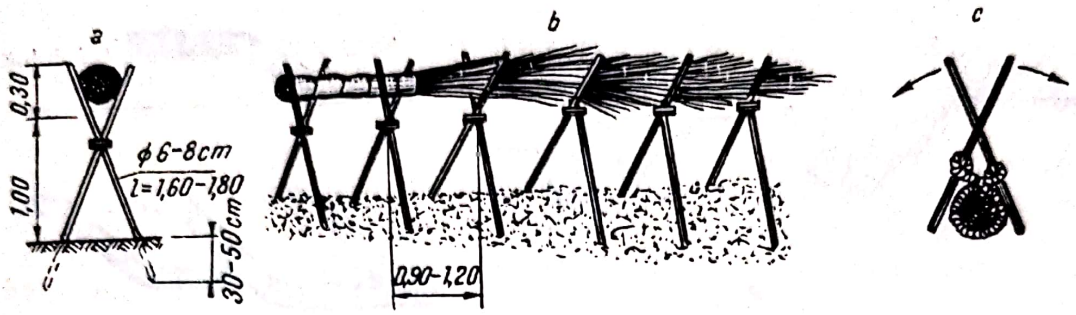


Fig. 4.1. Confecționarea fascinelor:
a b — așezarea caprelor; *c* — legarea fascinelor.

tezate să fie în secțiunea transversală care formează baza fascinei. Aici se așază 2...3 ramuri groase de 3...5 cm și mai multe ramuri subțiri, după dimensiunile cerute fascinelor. După așezarea ramurilor la baza fascinei se continuă cu așezarea în secțiunile următoare de ramuri cu partea retezată spre capătul de unde s-a început operațiunea, pînă la circa 1/3 din lungimea fascinei. Apoi se începe aceeași operațiune de la celălalt capăt al caprei. În acest fel, cantitatea de ramuri este cam aceeași în tot lungul fascinei, deci și rezistența și rigiditatea ei sînt cam aceleași.

Stringerea pachetului de nuiele se face cu ajutorul unor manele legate cu lanț, la capătul cărora lucrătorii dezvoltă o forță de apăsare de circa 150...200 N (15...20 kgf). Concomitent se face legarea fascinei, cu sîrmă moale de 2 mm grosime la distanțe de 0,30...0,35 m. La extremități, legăturile se fac la 0,15 m de la capete. Se mai utilizează fascine legate numai pe porțiunea de la un capăt și rămase dezlegate la celălalt capăt cu vîrfurile ramurilor libere (fascinele *mătură* utilizate la perdelele de fascine).

Pachetajele sînt stive de nuiele sau fascine așezate în straturi orizontale, fixate cu pari. Straturile orientate după direcții perpendiculare pot fi încărcate la anumite înălțimi cu piatră. La partea superioară piatra asigură și o protecție a pachetajului ; în același scop se pot utiliza plăci de beton, scînduri etc.

Pachetajele se folosesc pentru realizarea unor umpluturi ușoare și economice. Uneori parii de fixare pot prinde rădăcini.

Garnisajele sînt căptușeli de nuiele fixate cu țăruși, utilizate pentru protejarea taluzelor, pereților șanțurilor de curgere etc.

Cilindrii de nuiele (fascine grele, cîrnați de nuiele) sînt suluri cilindrice avînd în mod obișnuit diametrul de 0,6...1,0 m, alcătuite dintr-un înveliș de nuiele și o umplutură de piatră (eventual pămînt, moloz). Lungimea normală a sulurilor de nuiele este de 4...10 m.

Uneori, la sulurile de grosimi mai mari se obișnuiește să se întrebuințeze ca înveliș, în loc de nuiele, fascine de diametru de 10...12 cm. Se obțin astfel suluri lestate de fascine. Sulurile de fascine, de dimensiuni mari ajung la un diametru de pînă la 1,5...1,7 m.

Din cauza greutății lor mari, sulurile de nuiele și în special cele de fascine se execută în imediata apropiere a amplasamentului de scufun-

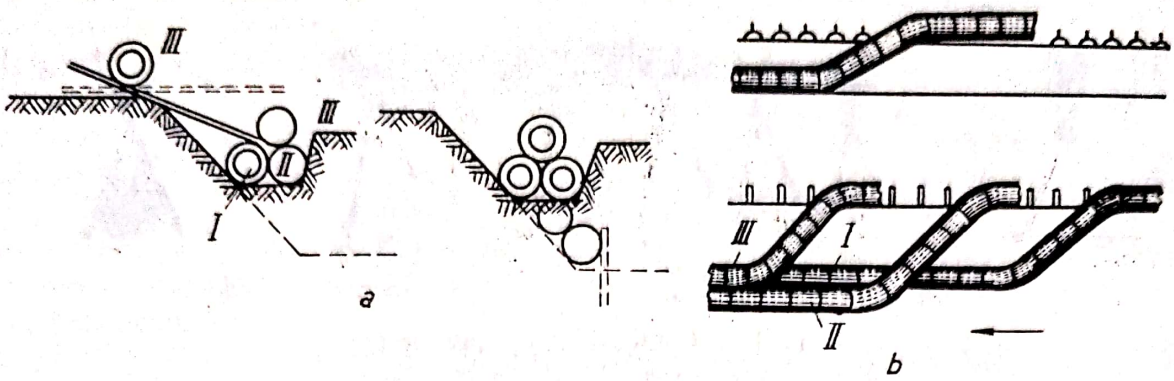


Fig. 4.2. Executarea și punerea în operă a cilindrilor (cîrnaților) de fascine:
a — secțiuni transversale; *b* — plan.

dare (pe mal, pe pontoane etc.). În acest caz, se pot confecționa suluri fie în lungimi limitate, fie în bandă, scufundînd treptat porțiunile confecționate și reținînd un capăt pe platforma de lucru pentru înnădire cu porțiunile următoare, în lucru (fig. 4.2).

Sulurile caracterizate prin volumul, greutatea și elasticitatea lor se utilizează la lucrările de regularizare ale cursurilor de apă cu funduri mobile și puternic atacate de curent.

Rulourile de piatră (melcii) se deosebesc de cilindrii de nuiele numai prin felul lor de confecționare : nuielele (eventual stuful sau paiele) care formează învelișul, se întind pe o platformă, iar peste ele se așază un strat de piatră. Elementul se obține prin rulare și legare cu sîrmă.

Saltele de fascine sînt elemente de construcție utilizate în regularizările de rîuri alcătuite din 2...6 straturi de fascine suprapuse (fig. 4.3). Forma în plan este de obicei dreptunghiulară, atingînd suprafețe considerabile : 1 000...1 500 m² și chiar mai mult. Grosimea saltelelor este mică în raport cu dimensiunile în plan, depășind rar 1,0 m. Se utilizează și sal-

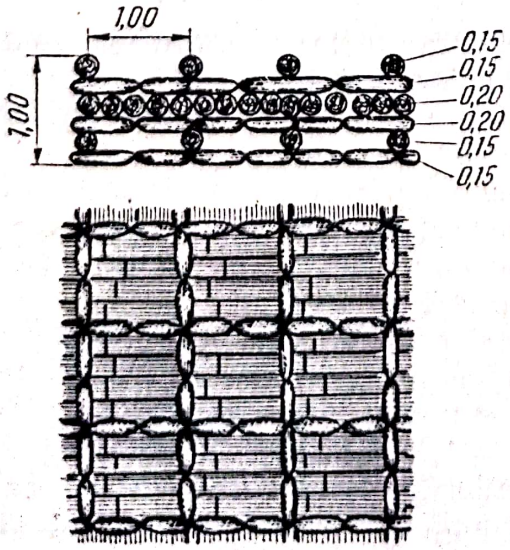


Fig. 4.3. Saltea de Dunăre.

tele de formă specială, cum sînt cele așezate la baza conurilor de racordare a terasamentelor cu lucrările de artă, la capetele digurilor și epiurilor etc.

Lățimea saltelei nu trebuie să depășească, în general 30 m, deoarece confecționarea devine greoaie. Prin executare în bandă, lungimea saltelelor ar putea să fie teoretic, ori cît de mare. Dificultățile de lansare limitează însă lungimea la 50...60 m. La lucrările de pe Dunărea românească, dimensiunile maxime ale saltelelor utilizate au fost de $60 \cdot 30 = 1\,800$ m² și grosimea de 1,0 m.

Saltelele puternice sînt formate de obicei din două grătare de fascine (grătarul superior și grătarul inferior, confecționate din fascine de 12...15 cm diametru), între care se găsește miezul de rezistență al saltelei, format de două straturi de fascine, așezate joantiv (alăturat) cu diametrul de 15...20 cm. Grătarul superior se folosește pentru așezarea și fixarea pietrei necesare scufundării saltelei. Grătarul inferior servește pentru fixarea saltelei pe fund, împiedicînd alunecarea acesteia pe pante prea înclinate

Fascinele care alcătuiesc salteaua se leagă între ele cu sîrmă, nuiele subțiri, frînghii gudronate ; grătarul superior și cel inferior se leagă între ele în punctele de încrucișare ale fascinelor.

Executarea saltelelor se face pe planuri înclinate, special construite. Dacă direcția curentului este paralelă cu direcția lucrării și deci cu linia saltelelor, acestea se pot lucra în bandă. Planul înclinat (plutitor) se așază în acest caz în avalul lucrării și se trage spre amonte pe măsură ce se confecționează, se lansează și se scufundă salteaua pe amplasament. De cele mai multe ori însă, saltelele se aduc plutind și se scufundă la locul lucrării, bucată cu bucată, luîndu-se măsuri pentru racordarea lor (prin suprapunere parțială). Planurile înclinate pot să fie fixe, construite pe mal, sau plutitoare. Flotabilitatea planurilor înclinate se poate obține prin construirea acestora pe bacuri (fig. 4.4), pe butoaie sau pe un număr mare de bile de lemn.

Lățimea planului înclinat este egală cu cea a saltelei care urmează a se confecționa. Lungimea planului înclinat (în direcția pantei rîului) este însă mult mai mică decît cea a saltelei. Pe măsură ce o porțiune de saltea a fost executată, ea este dată la apă prin alunecare pe planul înclinat și confecționarea continuă pînă la lungimea dorită.

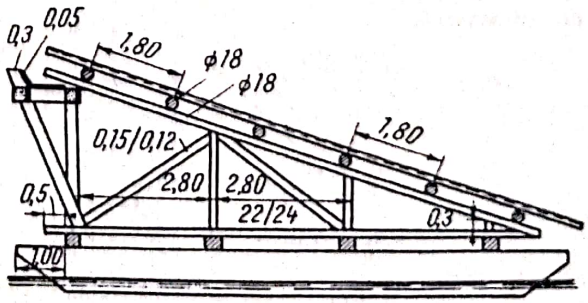


Fig. 4.4. Plan înclinat plutitor alcătuit din 4 pontoane de 4,4 m lățime. Lățimea totală de lucru 30 m.

În cazul cînd nu se dispune de un plan înclinat (urgență, lipsă de materiale, ape mici sau lipsă de legătură cu căile navigabile etc.), confecționarea saltelei se poate face pe o simplă platformă plutitoare din bile. Lansarea saltelei în acest caz se face fie trăgînd salteaua de pe plan, cu un număr de cabestane, fie scoțînd rînd pe rînd de sub salteaua gata confecționată bilele care alcătuiesc platforma plutitoare. O dată realizată salteaua în dimensiunile dorite, ea trebuie transportată cît mai curînd la locul de scufundare.

Salteaua nu trebuie lăsată prea mult timp să plutească pe apă, din cauza fenomenului de autolestare ce se poate produce. În cazul nuielelor de salcie, autolestarea este accelerată din cauza afinității pe care acestea o au pentru argila fină, coloidală, purtată în suspensie de ape. Din experiența căpătată pe Dunăre, o saltea gata confecționată se scufundă singură, dacă a fost lăsată să plutească mai mult de 15...20 zile.

Dacă locul de confecționare a saltelei este depărtat de locul de scufundare, transportul acesteia se face prin remorcare (numai spre aval). Viteza de remorcare care se poate adăuga vitezei curentului este mică (circa 2...4 km/h) atît din cauza rezistenței la înaintare a saltelei, cît și din cauza pericolului de scufundare a acesteia.

Pe amplasamentul lucrării salteaua se fixează prin intermediul unor cabluri întinse de trolii, de o serie de bărci bine ancorate (fig. 4.5).

De o parte și de alta a saltelei, se aduc mahoane cu piatră de lestare (circa 0,300 m^3 pentru m^2 de saltea de 1,0 m grosime tip Dunăre). Piatra de lestare se împrăștie uniform și cît mai repede pe suprafața saltelei, cu roabele care circulă pe niște punți improvizate. Este preferabil ca scufundarea saltelei să înceapă de la capătul amonte, presiunea

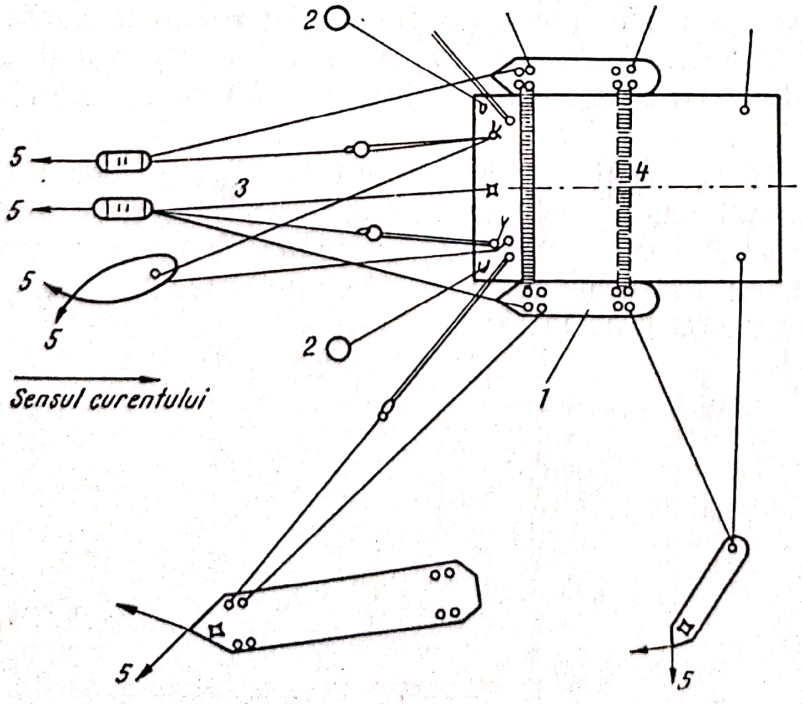


Fig. 4.5. Saltea de fascine fixată în poziție definitivă pe amplasamentul de scufundare (digurile de la Sulina).
1 — mahon cu piatră; *2* — geamandură; *3* — cablu gradat; *4* — punte de circulație; *5* — ancoraje.

exercitată de curent accelerînd scufundarea. După ce salteaua a ajuns la fund, se fac sondaje pentru a se vedea dacă mai există părți care nu s-au așezat pe fund. Se pot face lestări suplimentare descărcînd șalande cu anrocamente pe salteaua scufundată.

Operațiile de lansare a saltelelor mari, în curent puternic, sînt foarte delicate și pot da naștere la accidente grave. Afară de indicațiile date mai sus, care se referă la scufundarea unei saltele pe Dunăre, se pot imagina și multe alte variante pentru confecționare, lansare și scufundare, în special pentru saltele de dimensiuni mici.

Saltelele de fascine se utilizează în special pentru apărarea malurilor (fundurilor), împotriva eroziunii. Așezate la baza lucrărilor hidrotehnice, saltelele de fascine mai ajută la repartizarea presiunilor pe fund și împiedică scufundarea și răspîndirea anrocamentelor din fundație în masa vazoasă a fundului.

Saltelele de fascine se utilizează de asemenea ca umplutură pentru realizarea corpului construcțiilor de regularizare (diguri, epiuri, apărări de mal etc.). Se obțin astfel construcții ușoare și elastice care se acomodează ușor fundului, fără a-i modifica starea de echilibru. Saltelele de fascine fiind elastice, chiar dacă în apropierea conturului lor se produc eroziuni, se curbează astupînd și limitînd afuierea produsă. Rezistența la strivire a ramurilor de salcie fiind de 98...147 N/cm², (10...15 kg/cm²), saltelele de fascine pot suporta încărcări mari fără să se distrugă.

Saltele de fascine se pot înnădi, repara, suprapune etc., realizîndu-se structuri din cele mai variate ; ele nu trebuie însă utilizate peste nivelul apelor mici (asigurare 355 zile pe an), căci altfel putrezesc. Tasările saltelelor de fascine sub încărcări puternice sînt foarte mari (circa 40% din înălțime). Din această cauză masivele de anrocamente executate pe saltele necesită completări ulterioare importante.

Saltelele de beton sînt alcătuite din elemente (plăci) de beton sau beton armat articulate între ele (fig. 4.6). În acest fel salteaua de beton capătă o oarecare flexibilitate.

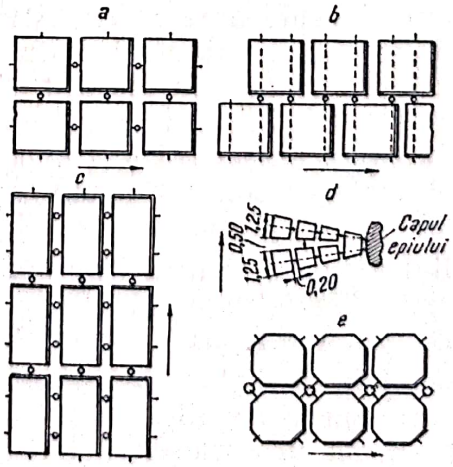


Fig. 4.6. Diferite tipuri de saltele de beton.

Elementele din care sînt formate saltelele pot să fie pătrate, dreptunghiulare, octogonale, trapezoidale. Cele de formă trapezoidală se utilizează la apărarea infrastructurii podurilor, a capetelor epiurilor și a sferturilor de con.

Utilizarea elementelor de dimensiuni mari în plan, micșorează numărul articulațiilor și reduce consumul de material metalic. În acest caz se micșorează însă flexibilitatea generală a saltelei, ceea ce are drept consecință deteriorarea elementelor și în multe cazuri, deranjarea întregii apărări. Afară de aceasta, sporirea dimensiunilor elementelor, sporește și greutatea lor și deci și dificultățile de manipulare.

Legăturile pot fi definitive, nedemontabile (ambele inele înglobate în betonul elementelor) sau demontabile, în care caz legătura inelelor fixate în elemente se face printr-o piesă intermediară (inel sudat, bulon, sîrmă). Cele mai recomandabile legături sînt acestea din urmă care permit demontarea și înlocuirea elementelor deteriorate.

Intervalele între elementele saltelei sînt de 5...20 cm. Mărimea intervalului rezultă de obicei din condiția ca două elemente vecine asamblate să poată forma între ele un unghi de 90°. S-a observat că dacă intervalele sînt mari curentul apei poate produce afuieri sub saltea. Dacă vitezele sînt mici, rosturile se umplu cu aluviuni și salteaua își pierde flexibilitatea.

Pentru ca saltelele de beton să aibă flexibilitate sporită, în ultimul timp s-a trecut la întrebuințarea saltelelor demontabile, alcătuite din elemente mici (0,5·0,5·0,2 m).

Din experiența căpătată pînă acum se pot formula următoarele concluzii :

— Saltelele de beton flexibile constituie un mijloc puternic și sigur pentru apărarea malurilor și construcțiilor împotriva afuierilor. Ele sînt însă costisitoare și utilizarea lor trebuie bine motivată printr-un studiu tehnico-economic. Din aceleași motive saltelele de beton flexibile nu trebuie utilizate decît în cuprinsul albiilor medii, pe sectoarele stabile ale rîurilor.

— Suprafața de așezare a saltelelor necesită o grijă specială. Dîmburile trebuie tăiate, bolovanii, buturugile și arborii trebuie înlăturați. Dacă terenul de fundație este alcătuit din nisipuri fine sau pămînturi mîloase, amenajarea trebuie completată cu un pachetaj de nuiele, stuf etc. Pămîntul utilizat pentru nivelarea terenului trebuie bătut în straturi subțiri. Cel mai potrivit teren sub saltelele de beton este pietrișul de rîu cu 30...35% nisip grăunțos.

— Dimensiunea elementelor trebuie să fie cît mai mică. În acest fel se mărește flexibilitatea, se pot utiliza elemente prefabricate și se ușurează montajul. Salteaua trebuie să fie flexibilă pe ambele direcții.

— Saltelele de beton în general trebuie să fie ancorate. Calculul tensiunilor în ancoraj trebuie făcut pentru poziția cea mai înclinată a saltelei, în urma producerii afuierilor la extremitatea dinspre curent.

Scanned with OKEN Scanner

— Pentru preîntîmpinarea uzurii, feţele superioare ale elementelor trebuie să fie cît mai netede, eventual chiar sclivisite. Suprafeţele inferioare trebuie să fie în schimb cît mai rugoase, pentru sporirea frecării de alunecare şi pentru o legătură mai bună cu fundaţia.

— Trebuie luată în considerare acţiunea agresivă a apelor asupra betonului, precum şi acţiunea îngheţului. Din această cauză betonul trebuie să fie cît mai compact (eventual să se folosească ciment cu adaos de tras). Trebuie luată în considerare şi coroziunea cîrligelor metalice.

— Saltelele de beton necesită o supraveghere şi o întreţinere continuă. Orice defecte cît de mici, trebuie imediat înlăturate. Dacă în rosturile saltelei începe să crească vegetaţie, prin expandare, salteaua este curînd distrusă.

În comparaţie cu saltelele de fascine, saltelele de beton sînt mult mai rigide şi mai costisitoare. Utilizarea lor se recomandă în lipsa nuielelor, pe taluzele supuse unor frecvente variaţii de nivel şi puternic atacate de curent sau gheţuri, cînd fascinele putrezesc sau sînt distruse.

Aşezarea saltelelor de beton la adîncimi mari, sub nivelul apelor scăzute este dificilă. Spre deosebire de saltelele de fascine, saltelele de beton sînt caractersitice fundurilor relativ stabile.

Saltelele asfaltice şi de mase plastice armate cu plase de sîrmă de oţel, fibre sintetice sau sticlă s-au întrebuinţat în special la protejarea şi impermeabilizarea canalelor navigabile şi a canalelor de aducţiune. Pe rîuri, în prezenţa unor viteze mari de curgere, a unui transport important de aluviuni şi mai ales a acţiunii gheţii, comportarea acestora s-a dovedit mai slabă, ceea ce pînă în prezent a oprit utilizarea lor curentă.

Gabioanele sînt elemente de construcţie în formă paralelipipedică sau cilindrică executate din plase metalice, umplute cu piatră. Se deosebesc următoarele tipuri de gabioane paralelipipedice : gabioane-saltele şi gabioane-cutii (fig. 4.7).

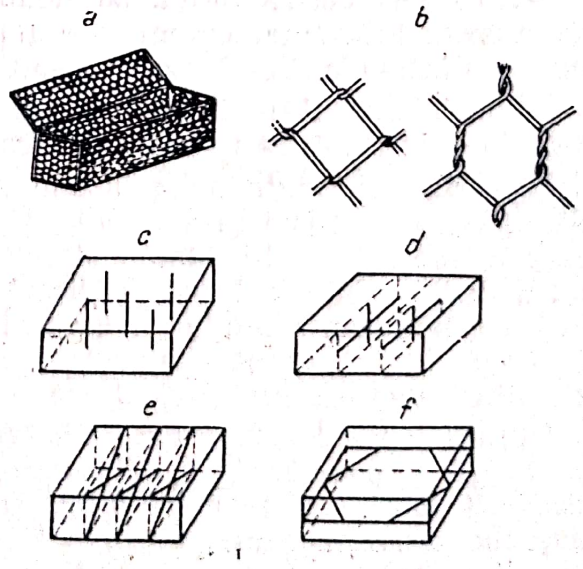


Fig. 4.7. Gabioane:
a — gabion cutie; *b* — împletitura plasei de sîrmă; *c*, *d*, *e* şi *f* — tipuri de consolidări interioare.

Gabioanele-saltele au dimensiuni mari în plan și grosimi relativ reduse : 2,0 · 1,0 · 0,25 m ; 4,0 · 3,0 · 0,5 m etc. Utilizarea și comportarea lor în lucrări este similară cu aceea a saltelelor obișnuite de fascine. Sporirea dimensiunilor gabioanelor-saltele necesită lucrări complicate de consolidare a carcasei metalice. Așezarea în lucrare devine de asemenea grea.

Gabioanele-cutii au grosimi mai mari, de cel puțin 1,0 m.

Gabioanele cilindrice pot avea diametrul pînă la 1,0 m. Ele realizează corpuri grele asemănătoare sulurilor de fascine.

Pentru ca gabioanele să aibă rigiditatea necesară se consolidează cu legături în zigzag, încrucișate etc. Practica a arătat că nu este recomandabilă întrebuințarea consolidărilor transversale, concomitent cu cele longitudinale, deoarece folosirea unui singur sistem de consolidare, asigură o rigiditate suficientă a gabioanelor.

Se utilizează sîrmă zincată la cald, mai rar sîrmă arsă. Diametrul sîrmei (3...4 mm) se alege în raport cu mărimea elementului, așezarea și încărcarea lui, cu dimensiunile și tipul ochiurilor plasei, precum și sistemul de împletire. Cele mai răspîndite tipuri de ochiuri sînt cele pătrate și hexagonale. Plasele cu ochiuri pătrate sînt mai elastice și necesită o cantitate de sîrmă mai mică decît cele hexagonale. În schimb ele se deteriorează mai repede. Sîrma odată ruptă plasele se despletesc. Cele mai raționale sînt gabioanele a căror fețe îndreptate spre albie, sînt confecționate din sîrmă groasă cu ochiuri hexagonale, iar fețele interioare din sîrmă subțire cu ochiuri pătrate.

Gabioanele se solidarizează între ele, prin legături de sîrmă arsă de 3 mm grosime, la 15...20 cm una de alta (aproximativ 5...6 bucăți la 1 m de muchie).

Cauza principală a deteriorării gabioanelor este coroziunea (ruginirea). La rîuri de munte, cu viteze mari și debit solid important, uzura sîrmei se produce în mod rapid. Totuși ruperea plaselor nu se produce în mod obișnuit din această cauză.

Pentru a-și păstra forma paralelipipedică, este necesar ca pietrele să fie așezate în gabion cu mîna și nu aruncate. Plasa gabionului trebuie instalată într-o ladă de lemn, cu pereții demontabili.

În unele cazuri aluviunile purtate de curent pot produce o colmatare a gabioanelor, ceea ce sporește și eficacitatea lucrării.

Lucrările executate cu gabioane au avantajul unei mari elasticități. Stabilitatea și rezistența acestora poate fi sporită oricît prin simpla adăugare de noi elemente. Modul simplu și ușor de executare a lucrărilor, nu necesită mînă de lucru calificată. Executarea rapidă a construcțiilor în orice perioadă a anului și darea lor imediată în exploatare constituie de asemenea un avantaj important, în special atunci cînd este vorba de stăvilirea unor eroziuni periculoase.

Durata lucrărilor executate din gabioane poate fi considerată destul de lungă. Consumul de metal este relativ redus. Se poate utiliza piatră măruntă locală, acolo unde altfel ar fi fost necesare blocuri mari sau eventual construcții masive.

Scanned with OKEN Scanner

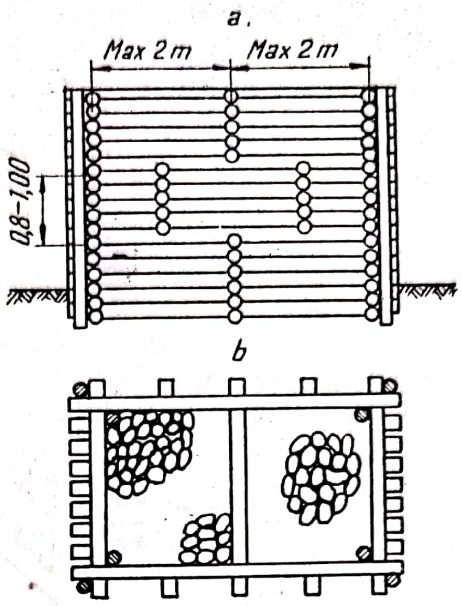


Fig. 4.8. Căsoaie de lemn:
a — elevaţie; *b* — plan.

Căsoaiele sînt construcţii în formă de cutii, confecţionate din lemn, beton armat şi mai rar din elemente metalice (şine); aceste cutii se umplu, după instalarea lor pe amplasament, cu bolovani de rîu, anrocamente, piatră spartă, pietriş sau eventual chiar pămînt (fig. 4.8).

Căsoaiele se pot executa cu pereţii plini, atunci cînd grinzile utilizate se aşază joantiv (cu praguri la punctele de legătură) sau cu pereţi cu goluri, atunci cînd grinzile utilizate se aşază una peste alta, fără nici un fel de prelucrare. În acest din urmă caz umplutura nu poate fi decît din piatră de dimensiuni mari. Solidarizarea grinzilor se face prin îmbinări, piroane sau buloane (cu diametrul 1...2 cm). Căsoaiele pot avea sau nu un fund.

În vederea economiei de material, pereţii dinspre mal ai căsoaielor nu se execută pe întreaga lor înălţime, iar pereţii longitudinali şi transversali de legătură se execută din elemente izolate, aşezate în zigzag la circa 1,0...1,5 m distanţă. Căsoaiele se asigură la colţuri, împotriva alunecării, cu piloţi sau cupoane de şină, bătuţi în pămînt. În limita înălţimilor uzuale şi dacă dimensiunile în plan ale celulelor nu depăşesc 2,0 m nu este cazul a se face o verificare a rezistenţei pereţilor căsoaielor. Pentru dimensiuni mai mari se face o verificare a rezistenţei pereţilor şi îmbinărilor, la împingerea materialelor din interior, ţinînd seama de efectul de siloz al celulelor.

Instalarea căsoaielor trebuie precedată de o pregătire îngrijită a terenului de bază (nivelare, executarea unei fundaţii de anrocamente). Toate suprafeţele lemnoase situate deasupra apelor mici, care vin în contact cu pămîntul, trebuie neapărat gudronate. Deasupra apelor mici, căsoaiele pot fi continuate cu zidărie de piatră sau beton.

Scanned with OKEN Scanner

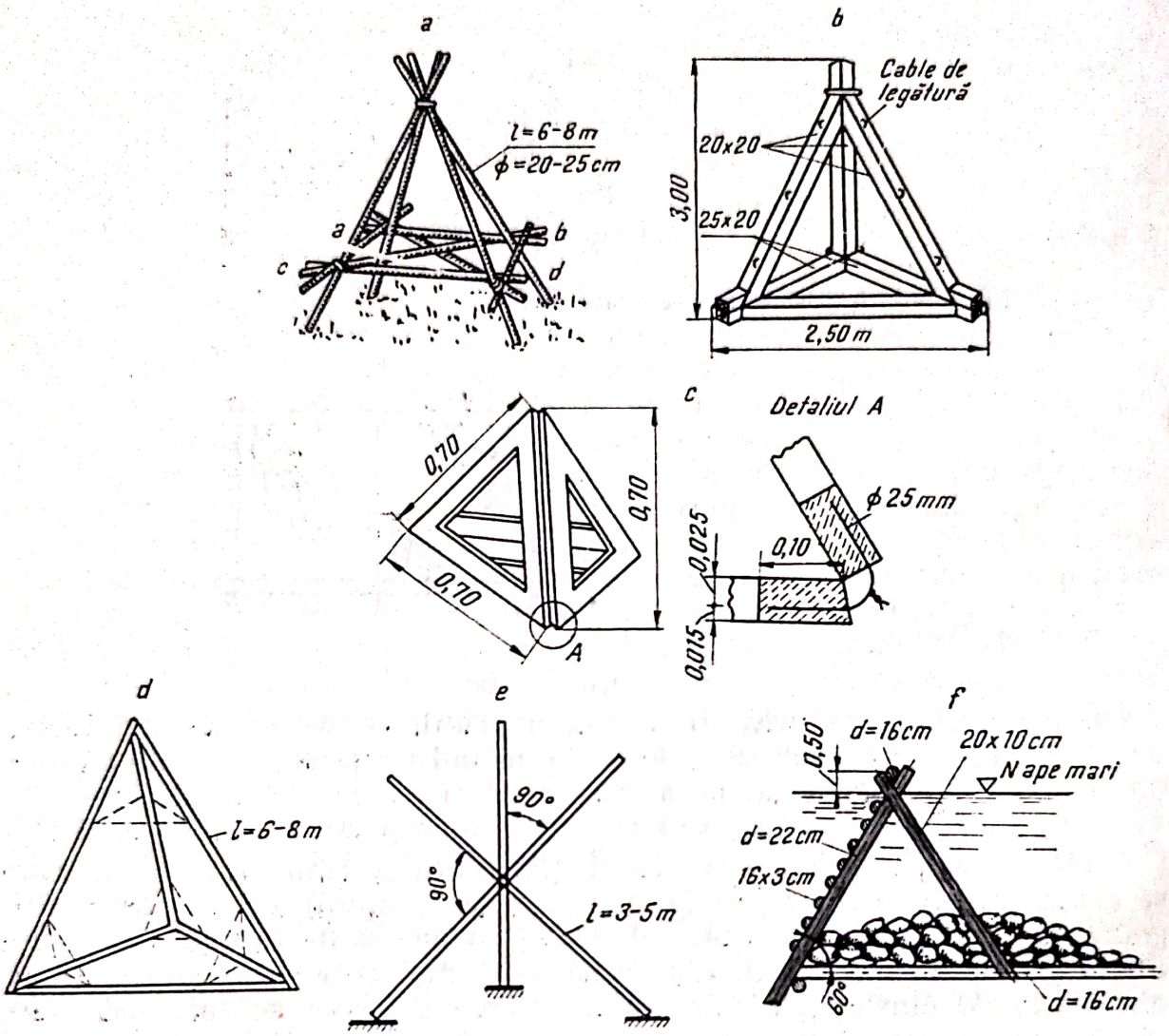


Fig. 4.9. Diferite tipuri de carcase:

a — carcasă piramidă din lemn rotund; *b, c, d* — carcase tetraedru din lemn, beton armat şi şine vechi de cale ferată; *e* — corp stelat (Jack) din corniere sau şine vechi de cale ferată; *f* — carcasă cadru.

Avantajul principal al căsoaielor este simplitatea şi rapiditatea execuţiei. Cu elemente uşoare şi o umplutură locală ieftină se pot realiza corpuri masive, relativ elastice indicate pe rîurile cu caracter torenţial, cu viteze mari, care transportă plutitori şi material tîrît de dimensiuni mari.

Carcasele sînt elemente de construcţie cu diferite forme geometrice simple, utilizate în regularizările de rîu, alcătuite dintr-un schelet de bare de lemn, fier sau beton armat.

Carcasele piramidă (fig. 4.9, *a*) sînt prevăzute cu o platformă de lestare şi se fixează pe fund prin înfigerea extremităţilor celor 4 bare care le formează. *Carcasele tetraedru* (fig. 4.9, *b,c,d*) se reazemă simplu pe fund, putîndu-se suprapune unele peste altele. Corpurile stelate (fig. 4.9, *a*) utilizate mai ales în S.U.A. sînt alcătuite din trei corniere (şine, solidarizate

la mijloc care, fac între ele unghiuri de 90°. Brațele corpului stelat sînt legate cu sîrmă în diferite direcții pentru a se crea rezistențe suplimentare la trecerea curentului. Elementele (Jack) sînt legate între ele prin cable. Carcasele cadru se fixează pe fund prin înfigerea barei anterioare și lestare ; cadrele componente așezate la 2,0...2,5 m distanță, sînt solidarizate prin bare de lemn rotund (fig. 4.9, *f*).

Toate tipurile de carcase au de scop interceptarea curentului în sectoarele puternic atacate, micșorarea vitezelor prin sporirea rugozității și diminuarea secțiunilor de curgere și în final producerea depunerilor și colmatarea cîmpului de carcase.

Utilizarea carcaselor este recomandabilă atunci cînd este necesară executarea urgentă a unor lucrări de corectare sau de consolidare și cînd realizarea unor construcții masive întîmpină dificultăți din cauza fundului mobil.

Corpurile de carcase neîmpotmolite suficient, pot fi deteriorate de curgerea gheților.

4.3. CONSTRUCȚII ȘI LUCRĂRI DE REGULARIZARE

După modul de construcție, după materialele utilizate și după durata lor de acțiune, lucrările de protecție și regularizare se împart în :

— lucrări de tip ușor (temporare) ;
— construcții și lucrări masive (definitive).

Lucrările de tip ușor se execută pentru a preîntîmpina anumite deteriorări posibile sau pentru a lichida unele stricăciuni, într-un termen scurt. Se folosesc aproape exclusiv materiale locale (nuiele, lemn, piatră etc.). Aceste lucrări au în general un caracter temporar și în unele cazuri se prevede desfacerea lor totală sau parțială și folosirea materialelor recuperate, într-un alt loc.

Construcțiile și lucrările masive sînt construcții cu acțiune de lungă durată (caracter definitiv), robuste, executate din zidărie de piatră, beton. saltele de fascine. căsoaie etc.

După acțiunea lor asupra curentului, construcțiile și lucrările de regularizare se împart în :

— construcții și lucrări cu caracter pasiv ;
— construcții și lucrări cu caracter activ.

Cele din primul grup opresc acțiunea dăunătoare a curentului, fără să modifice caracteristicile acestuia. Ele constau în special din diguri longitudinale de dirijare sau din apărări și consolidări de maluri care abat gradat curentul din porțiunile spălate ale malului, creînd condiții pentru curgerea paralelă în dreptul diferitelor construcții hidrotehnice (prize, baraje etc.) și podurilor.

Construcțiile din al doilea grup influențează în mod activ curentul, schimbînd caracteristicile acestuia, după necesități. Dintre lucrările

Scanned with OKEN Scanner

definitive, specifice acestei grupe sînt epiurile (pintenii), iar dintre cele temporare, panourile pentru activarea circulației transversale (Potapov).

Din punctul de vedere al amplasării lor, lucrările de regularizare se împart în :

— lucrări executate în albie (epiuri, praguri de fund, diguri longitudinale de dirijare etc.) ;

— lucrări executate pe maluri (apărări și consolidări de maluri, diguri împotriva inundațiilor etc.).

La alegerea oricărui tip de construcție, de protecție și de regularizare trebuie să se țină seamă de următoarele criterii :

— scopul și durata de utilizare a construcției ;

— configurația, evoluția în timp și tendințele de dezvoltare ale albiei în secțiunea și sectorul respectiv ;

— valorile și variația în timp a debitului lichid ; regimul de curgere a apelor mari ;

— valoarea și condițiile de curgere a debitului solid ;

— condițiile de formare și curgere a gheților ;

— posibilitatea procurării materialelor necesare din regiune ;

— perioada și condițiile tehnico-economice de execuție a lucrării.

4.3.1. LUCRĂRI DE REGULARIZARE DE TIP UȘOR (TEMPORARE)

Cu ajutorul lucrărilor de tip ușor, permeabile : arbori înecați, panouri fixe sau oscilante, perdele, garduri etc., se realizează o sporire a rugozității albiei, o altă repartizare a vitezelor și debitelor pe porțiunea respectivă a cursului de apă și reținerea aluviunilor în spatele lucrărilor prin crearea unor rezistențe suplimentare la curgerea curenților.

Lucrările permeabile au efecte mai importante în perioada apelor mari (de primăvară), cînd curentul transportă cea mai mare cantitate de aluviuni. Lucrările permeabile trebuie așezate numai în locurile unde interceptează curenții încărcați cu aluviuni (fig. 4.10) ; examinarea atentă a circulației curenților poate duce la economii importante.

Arborii înecați constituie una dintre lucrările cele mai simple cu caracter temporar utilizate în regularizări. Se întrebuințează pe rîurile de șes a căror viteză nu depășește 1,5 m/s, în special pentru amenajarea și limitarea golurilor (afuierilor) produse în maluri, la înnămolirea brațelor secundare etc.

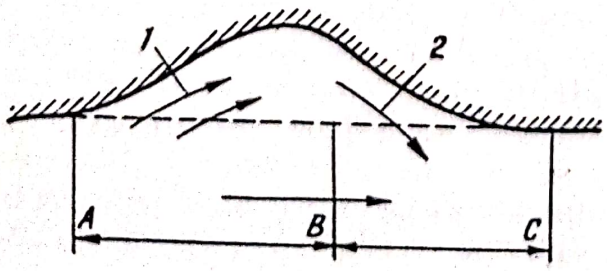


Fig. 4.10. Schemă pentru așezarea lucrărilor permeabile:

1 — curenți încărcați cu aluviuni; *2* — linia lucrărilor permeabile; *A — B* zonă indicată pentru așezarea lucrărilor permeabile.

Scanned with OKEN Scanner

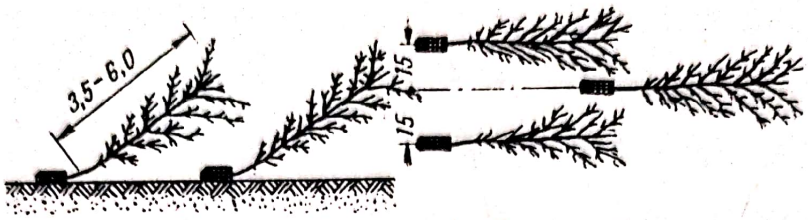


Fig. 4.11. Așezarea arborilor înecați.

Fixarea arborilor înecați se face cu ajutorul unor lăzi sau coșuri (împletituri), umplute cu piatră. Greutatea corpului de lestare trebuie să fie de circa două ori mai mare decît a arborelului scufundat. La adîncimi mai mici, pînă la 2,0 m, fixarea se poate face cu piloți. Pentru a obține rezultate mai bune, se pot utiliza mai multe rînduri de arbori înecați așezați în eșichier (fig. 4.11).

Se recomandă utilizarea arborilor cu coroana puternic dezvoltată (brazi, foioase). Pentru a se evita înclinarea prea mare a arborilor sub acțiunea curentului, arborii se leagă la partea superioară de plute.

Digurile permeabile de oțel (tip Kellner) brevetate încă din 1920 în S.U.A. au avut o largă utilizare la regularizarea marilor rîuri din America. Dintre cele mai recente lucrări pot fi citate cele executate pe cursul mediu al fluviului Rio Grande (la New Mexico).

Digurile, numite impropriu astfel, au fost alcătuite dintr-o serie de elemente *Jack* (fig. 4.9, *e* și 4.12) așezate în șiruri longitudinale și transversale la circa 4 m distanță între centre. Șirul longitudinal (șirul de deviere) era alcătuit din două șiruri de elemente, distanța între acestea fiind aceeași. Șirurile transversale, numite și șiruri de întîrziere erau situate la distanțe variind de la circa 40 m în porțiunile curbe pu-

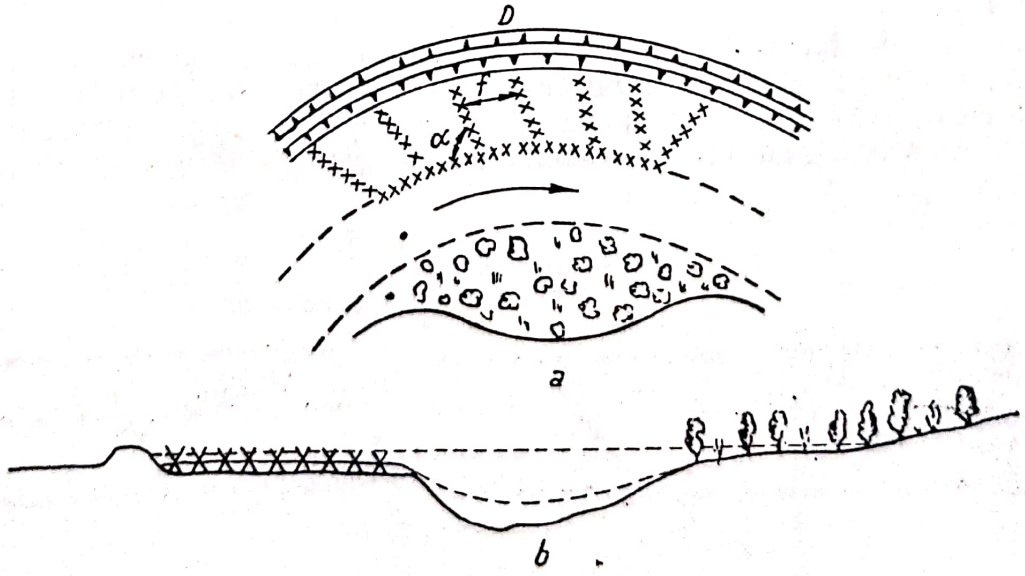


Fig. 4.12. Plan (*a*) și secțiune transversală (*b*) printr-un cîmp de elemente metalice.

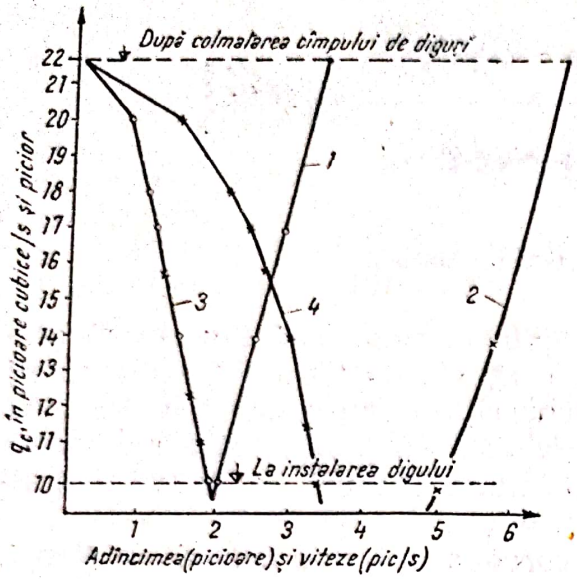


Fig. 4.13. Caracteristicile hidraulice ale albiei și cîmpului de elemente metalice ($Q = 305$ m³/s):

1 — adîncimea albiei regularizate; *2* — viteza în albia regularizată; *3* — adîncimea în cîmpul de elemente metalice; *4* — viteza în cîmpul de elemente metalice.

ternic atacate la circa 150 m în locuri mai puțin expuse. Unghiul acestor șiruri cu cele longitudinale varia între 45°...65°. Spre mal, digurile transversale mergeau pînă în digurile construite împotriva inundațiilor. Elementele Jack din fiecare filă a digurilor erau legate între ele cu 2 cable și ancorate în copacii existenți sau în capre alcătuite din traverse de cale ferată, îngropate în pămînt.

Asamblarea și montarea s-a făcut de pe o platformă de lucru remorcată de un tractor prevăzut cu o macara sau de pe o ambarcațiune, cînd digurile se instalau în apă.

Fiind vorba de un volum mare de lucrări, în prealabil s-au executat încercări de laborator și lucrări pe un sector pilot de 3 km lungime (fig. 4.13).

Panourile oscilante (fig. 4.14, *a*) sînt alcătuite din scînduri, nuiele sau fascine. Panourile sînt articulate la pratea inferioară sau la partea superioară de un sistem fix de susținere. În acest fel se pot lua înclinări variabile cu intensitatea curentului, realizînd o strangulare variabilă a secțiunii de curgere.

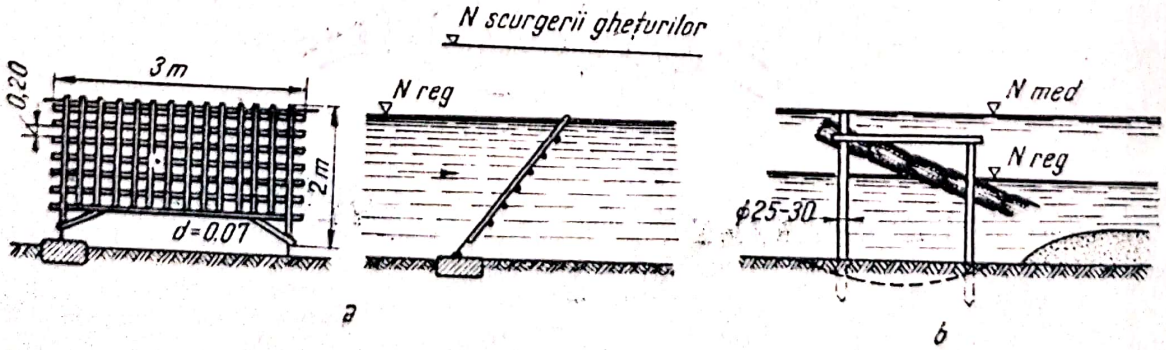


Fig. 4.14. Panouri (*a*) și perdele oscilante (*b*).

Curgerea în spatele panourilor oscilante este mai puțin activă ; din această cauză acolo se produc depuneri. În dreptul panourilor, din cauza micșorării secțiunii de curgere se formează o mică cădere locală și fundul este afuiat.

Panourile oscilante pot fi folosite cu bune rezultate, în special la rîurile cu viteze relativ reduse (de șes) și care transportă cantități importante de aluviuni (în perioada apelor mari). Panourile articulate la partea inferioară, acționează mai puternic asupra zonei inferioare a curentului.

Pentru a nu avea înclinări prea mari, panourile pot fi susținute cu plute de lemn.

Dintre sistemele oscilante articulate la partea superioară pot fi citate așa-numitele perdele Wolf, alcătuite dintr-o serie de legături de nuiele (fascine), de obicei independente, suspendate de o bară orizontală, în jurul căreia oscilează. Dispozitivul de fixare este format dintr-un cadru de lemn. Avînd în vedere tendința de plutire a nuielelor, nivelul de lucru al perdelelor (nivelul de regularizare) trebuie să se găsească sub axul de oscilație a acestora (fig. 4.14, *b*).

Gardurile împletite sînt lucrări permeabile alcătuite dintr-un șir de pari bătuți în pămînt (cu diametrul de 6...8 cm) la o distanță de 0,4...0,5 m unul de altul, pe care se împletesc nuiele (fig. 4.15).

Așezat în albie, gardul de nuiele prin împletitura sa opune rezistență curentului și mărește apreciabil rugozitatea albiei. Micșorîndu-și viteza, curentul depune în spatele gardului o bună parte din aluviunile pe care le poartă și își diminuează acțiunea de eroziune asupra malului și fundului. O tendință de eroziune se observă totuși chiar în secțiunea gardului, datorită sporurilor de viteză care iau naștere aici.

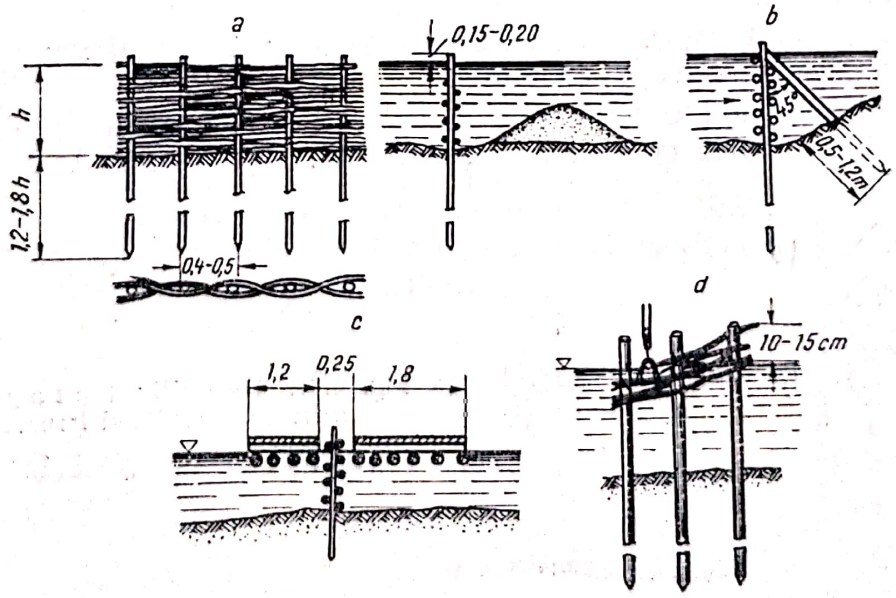


Fig. 4.15. Garduri împletite:
a — simple; *b* — cu contrafișe; *c* — confecționarea gardurilor.

Fig. 4.16. Lucrări de plase pentru interceptarea aluviunilor.

Pentru a permite circulația aluviunilor tîrîte, se construiesc garduri la care împletitura de nuiele nu merge pînă la fundul albiei lăsînd un spațiu liber egal cu 1/2...1/3 din înălțimea lucrării.

În cazul unor adîncimi mai mari sau a unui curent puternic se pot construi garduri duble, realizate din două garduri simple așezate paralel și solidarizate transversal la 2...3 m.

Atît gardurile simple, cît și cele duble sînt foarte vulnerabile la loviturile gheților și ale corpurilor plutitoare. Ele pot fi de asemenea deplasate prin smulgere de către cîmpurile de gheață.

În general, gardurile împletite se utilizează pentru dirijarea curentului și împotmolirea unei anumite fîșii vecine cu malul sau ca dispozitive permeabile de barare pentru închiderea unui braț.

Lucrările din plasă. Partea principală a acestor lucrări o constituie un număr de plase de sîrmă înșirate transversal curentului (fig. 4.16).

Plasele se fixează direct pe piloți sau se ancorează de fund și de o serie de corpuri plutitoare. În acest din urmă caz, plasele sînt înfășurate pe o serie de vîrtejuri lungi, așezate pe o platformă plutitoare.

Din observațiile făcute rezultă că, la ape mari, suprafața plaselor se colmatează în proporție de 25...40% în 2...4 zile. În perioada apelor mici, aceeași colmatare s-a produs în 15...20 zile. La distanța de 20...25 m de la mal, în spatele plaselor, viteza curentului se reduce la jumătate. Din cauza strangulării locale a secțiunii ia naștere o mică cădere locală și afuieri ale fundului.

Așezate în fața prizelor de apă, plasele de sîrmă contribuie în mare măsură la desnisiparea apei captate.

Dispozitivele pentru activarea circulației transversale (P o t a p o v) constau dintr-o serie de panouri așezate oblic pe curent. Acestea pot fi

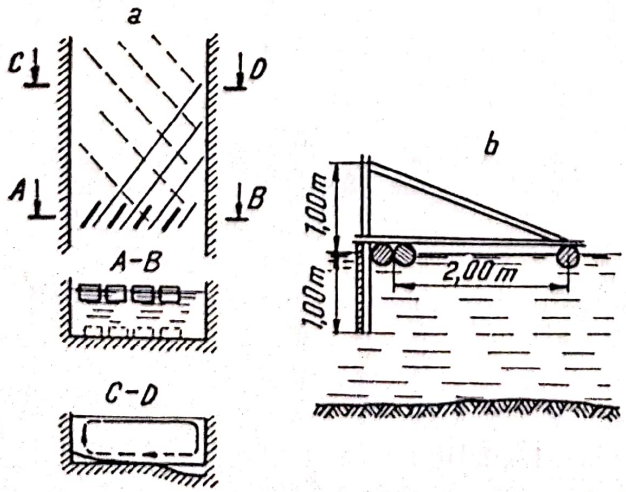


Fig. 4.17. Dispozitiv P o t a p o v pentru activarea circulației transversale:
a — așezarea panourilor și schema circulației transversale; *b* — panou Potapov din lemn.

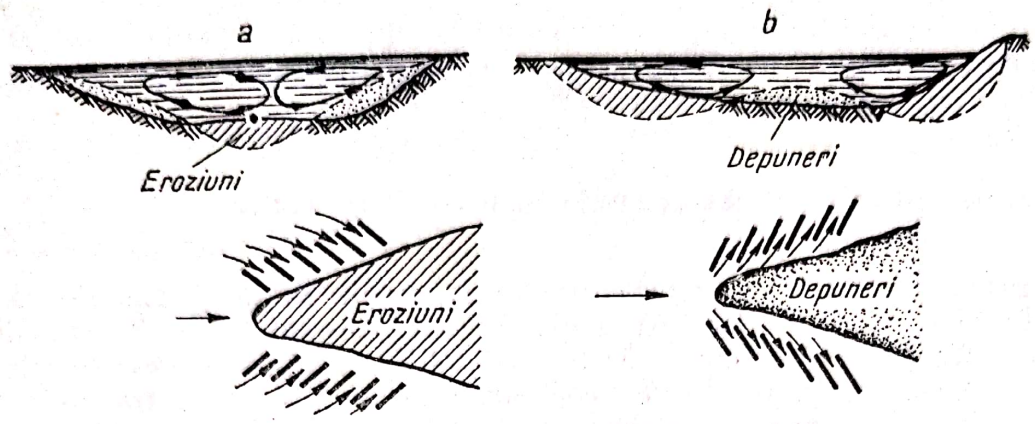


Fig. 4.18. Secţiunea panourilor de suprafaţă:
a — sporirea adîncimilor în axul secţiunii; *b* — eroziuni laterale.

aşezate în straturile superioare, în cele de fund sau în zona adîncimii medii a apelor. Pentru a crea o circulaţie mai intensă şi mai stabilă se utilizează uneori sisteme mixte de suprafaţă şi de fund. Panourile de suprafaţă sînt cele mai utilizate fiind mai uşor de susţinut şi mai puţin vulnerabile. Ele se fixează de obicei pe corpuri plutitoare (plute, pontoane) special amenajate (fig. 4.17).

Acţiunea curenţilor elicoidali produşi de o serie de panouri de suprafaţă se poate vedea în figura 4.15. Se pot astfel realiza eroziuni în zona centrală a albiei pentru sporirea adîncimilor paralel cu o împotmolire a zonei malurilor (fig. 4.18, *a*) sau eroziuni laterale cu împotmolirea centrului (fig. 4.18, *b*).

Sistemele plutitoare prezintă avantajul că pot fi demontate şi puse la adăpost în timpul curgerii gheţurilor şi atunci cînd nu mai este nevoie de ele. De asemenea orientarea faţă de curent, adîncimea de scufundare a panourilor precum şi numărul acestora pot fi modificate după nevoie.

Dispozitivele plutitoare pentru activarea circulaţiei transversale nu pot fi utilizate însă decît pe sectoare cu o adîncime relativ mare, care în general se întîlnesc rar pe rîurile din ţara noastră. Ele nu sînt eficace dacă vitezele şi nivelurile scad sub o anumită limită. Construcţia şi exploatarea sînt relativ complicate. Pe rîuri navigabile, panourile pot produce perturbări în circulaţia navelor.

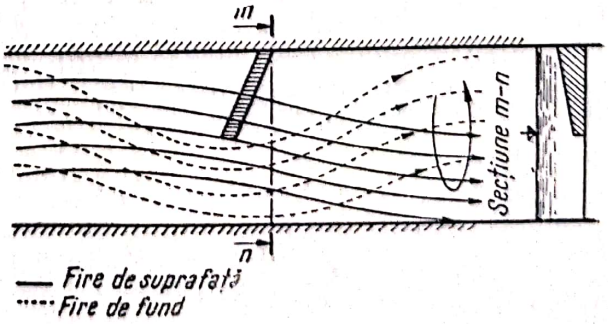


Fig. 4.19. Plan de secţiune transversală printr-un dispozitiv Losievschi (schemă)

Dintre dispozitivele fixe de activare a circulației transversale poate fi citat dispozitivul cu prag de fund avînd coronamentul în pantă spre centru (tip Losievski, fig. 4.19).

4.3.2. CONSTRUCȚII DE REGULARIZARE MASIVE, ÎN ALBIE

Construcțiile de regularizare masive executate în albie trebuie să fie rezistente și să aibă o cît mai lungă durată de exploatare. Forma albiei și curentul după executarea lor trebuie să fie stabile sau să prezinte variații puțin importante. În caz contrar, construcțiile încetează de a mai acționa cu bune rezultate asupra curentului și devin chiar dăunătoare, stînjenind curgerea și navigația. Desfacerea și îndepărtarea lor din albie se face cu mare greutate, vechile construcții masive nereușite devenind un serios impediment pentru noile lucrări de regularizare. Spre deosebire de lucrările ușoare, cu caracter temporar, la construcțiile masive pe lîngă nuiele, fascine, împletituri etc., se utilizează în mari proporții piatra (anrocamentele), betonul turnat pe loc sau în prefabricate, pămîntul de umplutură, piloții, saltelele și sulurile de fascine etc.

Dintre construcțiile masive de regularizare care se construiesc în albie, cele mai importante sînt : *epiurile (spice, pinteni), digurile de dirijare longitudinale, pragurile de fund* și *traversele de închidere sau colmatare.*

La toate construcțiile masive de regularizare executate în albie este indicat :

— să nu se utilizeze fundații de adîncime din cauza costului ridicat și a suprafețelor mari pe care trebuie extinse acestea ;

— să se înlocuiască fundațiile de adîncime prin mici construcții auxiliare alăturate construcției principale (de exemplu masive de anrocamente cu berme), care, în cazul unei eventuale afuieri a fundului, prin tasarea lor să acopere golurile produse și să asigure stabilitatea lucrării (fig. 4.20);

— rezistența și stabilitatea construcției să fie asigurate prin masa acesteia și numai excepțional prin eforturi interioare sporite, în materialele care o alcătuiesc ;

— să se utilizeze pe cît posibil dispozitive constructive elastice.

Epiurile (pintenii). Acestea sînt construcții de regularizare așezate transversal în albie. Denumirea de epiu (neologism din franceză, épis = spic) se datorește aspectului de spic pe care îl prezintă în plan amenajările cu astfel de lucrări.

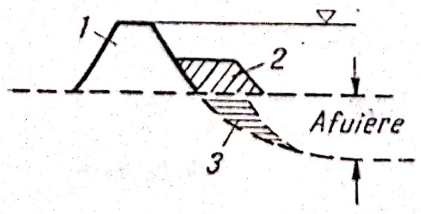


Fig. 4.20. Schema de principiu a fundării lucrărilor de regularizare masive:
1 — lucrarea de regularizare; *2* — masiv de protecție a bazei lucrării; *3* — materialul masivului după afuiere.

Scanned with OKEN Scanner

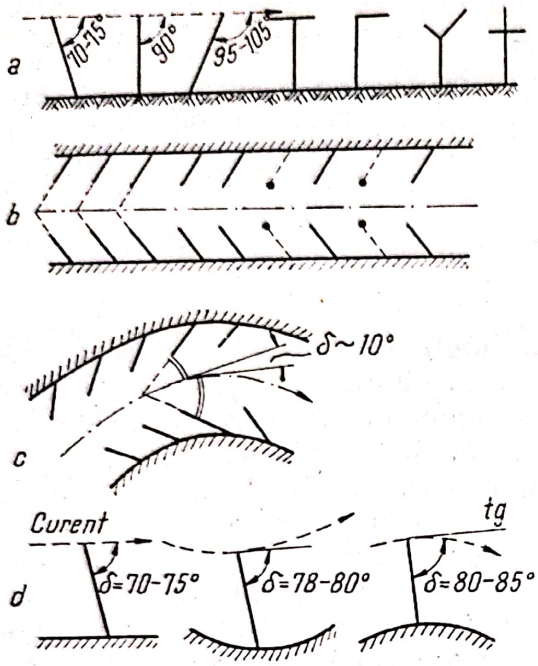


Fig. 4.21. Epiuri şi aşezarea lor:
a — diferite tipuri de epiuri; *b* — aşezarea reciprocă a epiurilor în aliniament; *c* — aşezarea reciprocă a epiurilor în curbă; *d* — unghiul epiurilor înclinate.

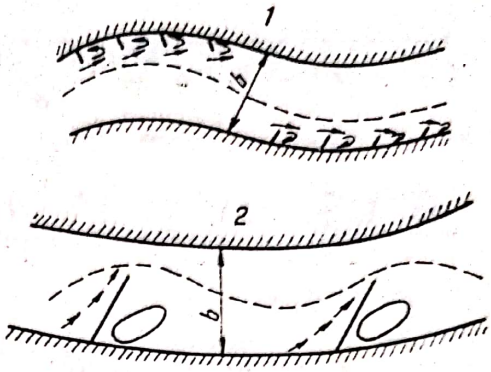


Fig. 4.22. Epiuri:
1 — scurte; *2* — lungi.

Epiurile au unul din capete încastrat în mal şi înaintează în albie perpendicular sau sub un unghi oarecare faţă de curent. Din acest punct de vedere epiurile pot să fie *normale, înclinate* (spre amonte), *declinate* (înclinate spre aval). Ele sînt prevăzute uneori cu mici traverse spre capăt (fig. 4.21). Epiurile pot să fie *insubmersibile* sau, mai obişnuit *submersibile.* Epiurile sînt lungi sau scurte; cele scurte au cea mai mare răspîndire (fig. 4.22).

Epiurile lungi şi cele cu traverse la capăt (în formă de cîrlig) sînt mai utilizate pe cursul mijlociu şi inferior al rîurilor.

La baza împărţirii epiurilor în epiuri lungi şi scurte stă influenţa lor asupra curgerii. Dacă epiurile sînt scurte, ele servesc mai mult la calibrarea secţiunii. Dimpotrivă, dacă lungimea epiurilor este mare, ele pot schimba considerabil condiţiile iniţiale de curgere, datorită îngustării apreciabile a secţiunii active de curgere şi a deplasării axului dinamic al curentului. Epiurile se consideră *epiuri scurte,* dacă raportul dintre lăţimea albiei şi proiecţia epiului pe direcţia perpendiculară pe curent este mai mic de 0,25 şi *epiuri lungi,* dacă acest raport este mai mare decît 0,25. Limitele de mai sus sînt valabile în cazul unei albii unice, stabilizate în oarecare măsură. Dacă este însă vorba despre o albie largă a unui curs nestabilizat, valoarea limită a rapoartelor de mai sus creşte, devenind aproape dublă.

Curgerea apei în vecinătatea epiului se caracterizează prin formarea unui mic remuu în amonte de acesta şi printr-o cădere locală mică a nivelului şi mărirea vitezelor de curgere, imediat în aval de capul epiului. Aci secţiunile active de curgere sînt puţin mai mari şi pot fi limi-

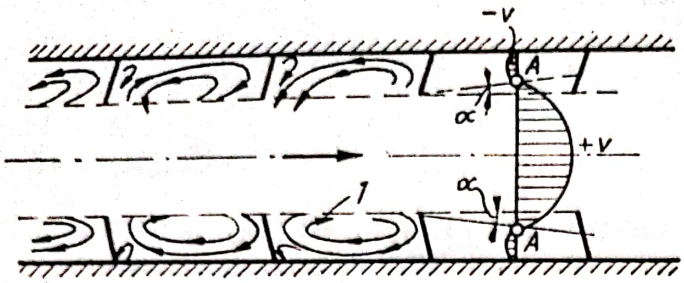


Fig. 4.23. Acțiunea de frînare a cîmpurilor de epiuri:
1 — curenți turbionari; *2* — diagrama vitezelor.

tate în plan cu niște drepte făcînd un unghi $\alpha = 6...9°$ cu direcția de curgere a curentului. Distribuția vitezelor în cîmpurile de epiuri se vede în figura 4.23. De o parte și de alta a punctelor *A*, care se găsesc pe dreptele care limitează curentul între două epiuri, vitezele sînt de sens contrar. În acest fel iau naștere vîrtejuri care au tendința de a afuia malurile și epiurile pe fețele lor laterale. Depunerile se produc către centrul cîmpului, aproximativ în jurul liniei punctelor *A* de viteză zero. Din vîrtejuri se întorc continuu particule de apă în rîu. Acestea și-au pierdut o parte din viteza lor inițială și trebuie din nou accelerate de rîu. Prin energia disipată în vîrtejuri și în această nouă antrenare a maselor de apă, cîmpurile de epiuri frînează în oarecare măsură curgerea ; de aceea ele au mai fost denumite uneori *camere de frînare.*

Datorită îngustării albiei, vitezele în sectorul cîmpurilor de epiuri cresc și nivelul apei se înalță. Dacă vitezele sporite rezultate depășesc vitezele critice de antrenare ale particulelor de fund se produc afuieri ; fundul coboară și odată cu acesta și nivelurile de curgere.

Pentru a evita supraînălțări supărătoare ale nivelului apelor mari, coronamentul epiurilor se situează de obicei în vecinătatea nivelului apelor mici sau medii. În acest fel, efectele îngustării secțiunii și cele de frînare ale curgerii se fac mai puțin simțite la niveluri înalte.

Atîta vreme cît epiurile nu sînt deversate, în regiunea vîrfului se produc afuieri care sînt urmate spre aval de mici bancuri lunguiețe (fig. 4.24). Cînd apa începe să deverseze peste creasta epiurilor, în spatele și în lungul acestora se produc afuieri (întocmai ca la un deversor), iar gropile de la vîrfuri se lungesc și uneori se unesc în forma unui șanț îngust, paralel cu cîmpul de epiuri. Bancurile cresc, se deplasează în aval înspre mal și vin în contact cu epiul următor. Înnisiparea masivă a cîmpurilor nu începe decît în perioada apelor mari de primăvară, cînd epiurile sînt înecate sub o pînză groasă de apă. Ca o consecință a vîrtejurilor care se produc în cîmpurile de epiuri, acestea nu se înnisipează complet, în mod natural.

Procesul de aluvionare a cîmpurilor de epiuri depinde de amplasamentul, lungimea, orientarea, înălțimea și panta taluzelor epiurilor și în special de distanța dintre acestea ; el mai depinde de viteza curentului, de debitul lichid, de cantitatea aluviunilor tîrîte și purtate în suspensie, de regimul ghețurilor.

Scanned with OKEN Scanner

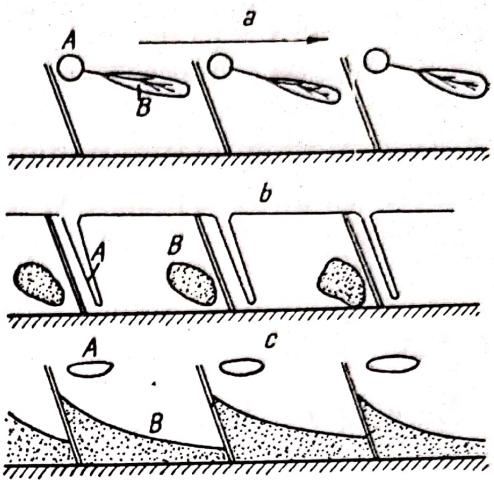


Fig. 4.24. Afuieri și depuneri în cîmpurile de epiuri:

a — epiuri nedeversate; *b* — deversate de o pînză subțire; *c* — sub apă. *A* — afuieri; *B* — bancuri (înnisipări).

Cu cît înălțimea epiurilor este mai mică și cu cît panta taluzelor este mai mică, cu atît vîrtejurile formate și mișcarea aluviunilor de fund sînt mai puțin importante. Formele curbe, concave, atît în secțiune transversală cît și în plan, au același efect moderator.

Procesul de înnisipare, în special în părțile curbe, se poate activa prin utilizarea epiurilor în formă de cîrlig. Acțiunea epiurilor de acest fel este avantajoasă dacă lungimea traversei longitudinale (a cîrligului) este de cel puțin 2,5...3 ori mai mare decît adîncimea maximă la capătul construcției.

La rîurile de munte aluvionările devin mai active dacă adaosurile transversale nu se așază chiar la capul epiului, ci puțin mai spre mal.

Epiurile înclinate (orientate spre amonte) formează de obicei cu direcția generală a curentului unghiul $\delta=70...75°$ cînd malurile sînt drepte, $\delta=70...80°$ cînd malul este concav și $\delta=90...85°$ cînd malul este convex. În orice caz este necesar ca δ să fie mai mare decît 45°. Pentru epiurile declinate (orientate spre aval), unghiul față de direcția curentului se alege între 95 și 105°.

Epiurile normale pe direcția curentului sînt cele mai economice fiind mai scurte decît celelalte. Epiurile înclinate (orientate spre amonte), sînt cele mai favorabile în ce privește acțiunea de împotmolire. Epiurile declinate (orientate spre aval) produc o înnisipare mai puțin activă și exercită o protecție mai slabă a malurilor. Epiurile declinate submersibile, dirijînd apele spre mal, pot produce chiar afuierea acestuia. Totuși ele nu perturbă prea mult curgerea, vîrtejurile formate nefiind prea puternice.

În porțiunile rectilinii epiurile se așază astfel ca direcțiile lor, luate, două cîte două, să se intersecteze pe axul albiei regularizate. În curbe, bisectoarea unghiului format de direcțiile a două epiuri situate față în față, se recomandă să facă un unghi de circa 10° cu tangenta la axul albiei, dusă în punctul de intersecție (fig. 4.21, *c*).

Distanța dintre epiuri se stabilește pe baza cercetărilor teoretice combinate cu încercări pe modele. Plecînd de la ipoteza enunțată anterior, că unghiul de intrare al curentului în cîmpurile de epiuri este de circa 9°, distanța dintre epiuri se poate determina punînd diferite condiții asupra punctului de incidență al acestuia cu epiul următor din aval (curentul nu trebuie să intercepteze malul, fiindcă în acest caz, stabilitatea acestuia poate fi periclitată. Astfel, dacă punctul de incidență coincide cu rădăcina epiului aval, conform figurii 4.25 se deduce :

$$L = l \sin \beta \operatorname{ctg} \alpha \pm l \cos \beta$$

(semnul minus corespunde cazului epiurilor dirijate spre amonte).

Dacă $\operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} 9° \cong \frac{1}{6}$

$$L = l \sin \beta \left(6 \pm \operatorname{ctg} \beta\right) \cong 6\ l \sin \beta. \qquad (4.1)$$

Ca garanție împotriva afuierii se admite ca firele de curent să intercepteze epiul aval la 2/3 din lungimea sa, atunci :

$$L = 4\,l \sin \beta \text{ sau cînd } 75° < \beta < 110° \ldots L \sim 4\,l. \qquad (4.2)$$

Dacă epiurile se găsesc în curbă, unghiul trebuie socotit în raport cu tangenta la curba determinată de vîrful epiurilor (fig. 4.25, *b*).

Normele uzuale dau distanța între epiuri în funcție atît de lungimea l a epiului, cît și de lățimea de regularizare B. De multe ori este indicat să se așeze epiurile la distanțe mai mari ; corespunzător condițiilor locale și după mersul aluvionărilor se pot construi ulterior și epiuri intermediare.

După unele norme germane mai vechi, distanța dintre epiuri trebuie să fie de cel mult patru ori lungimea acestora, ceea ce corespunde rezultatelor calculului de mai sus. După prof. I. Duhm în aliniamente distanța L ar trebui să fie de 1,5...2,5 ori lungimea epiurilor, pentru a reduce efectul perturbator al acestora și adîncimile de afuiere în zonă.

Distanța dintre epiuri se poate lua mai mare pe malurile convexe, decît în aliniamente și în concavități, unde curentul trebuie să fie cît mai bine condus.

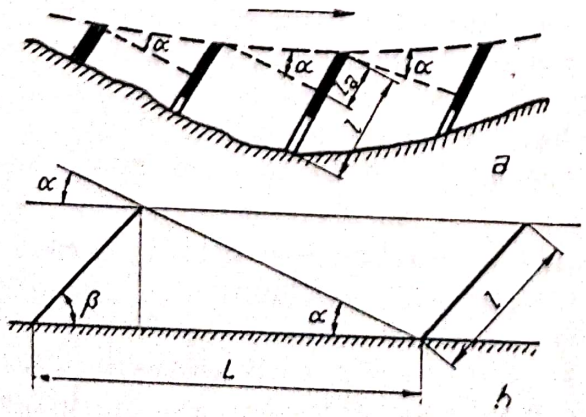


Fig. 4.25. Distanța între epiuri:
a — lungimea activă (l_a); *b* — determinarea distanței maxime dintre epiuri.

Din practica lucrărilor de regularizare de pe Volga s-a stabilit relaţia $L = \frac{5}{7} b_r$ (aici distanţa L dintre epiuri era distanţa dintre capetele acestora, măsurate după curba care limitează traseul, b_r — lăţimea traseului regularizat). În cazul unor epiuri lungi, situate pe malurile convexe, distanţa s-a dublat, iar la epiurile scurte de pe malurile concave, s-a micşorat la jumătate. Prof. R. Winkel, recomandă $L = b_r$ în concavităţi, $L = (1{,}5...2)\ b_r$ pe malurile convexe şi $L = (1/2...3/4)\ b_r$ în regiunile de trecere de la o porţiune curbă la un aliniament.

În cazul cînd epiurile sînt aşezate mai apropiat, o porţiune din lungimea acestora (dinspre rădăcină) nu este spălată de curent (fig. 4.25, *c*). Această porţiune este porţiunea *neactivă*. Dacă lungimea efectivă a epiului este mai mare decît 1,5 ori lungimea activă, porţiunea suplimentară poate fi considerată ca inutilă. Pe această porţiune nu sînt de aşteptat afuieri şi nu trebuie luate precauţiuni în acest sens. Porţiunea suplimentară dinspre mal poate fi executată din material mult mai slab, eventual chiar din pămînt.

Dacă lungimea epiului este mai scurtă decît 1,5 ori lungimea activă, rădăcina trebuie bine consolidată şi chiar malul trebuie apărat pe o distanţă de circa 20...30% din distanţa dintre epiuri.

Folosirea izolată a epiurilor (scurte sau lungi) nu este recomandabilă, deoarece avantajele locale obţinute prin construcţia lor sînt însoţite de regulă de o înrăutăţire a condiţiilor de curgere pe o distanţă relativ mare, în amonte şi în aval.

De aceea se recomandă să se folosească construcţii transversale numai atunci cînd frontul lucrărilor de regularizare sau de apărare este mai mare, preferîndu-se digurile longitudinale de dirijare, dacă acest front este scurt.

Atunci cînd malurile sînt joase şi inundabile, epiurile se construiesc în legătură cu îndiguirea. Traseul acesteia este recomadabil să fie paralel cu linia determinată de vîrful epiurilor (traseul de regularizare) (fig. 4.26).

Pe cursuri de apă cu pante mari şi cu o puternică mişcare de aluviuni, nu se recomandă regularizarea cu epiuri, care în acest caz au o acţiune locală, de protecţie a malurilor. Asupra evoluţiei patului, epiurile situate în rîuri cu viteze mari au mai mult o acţiune perturbatoare decît de stabilizare.

Navigaţia în vecinătatea cîmpurilor de epiuri şi în special a epiurilor lungi izolate este periculoasă datorită vîrtejurilor puternice care se formează în apropierea vîrfului acestora.

Este de observat că prin împotmolirea progresivă a cîmpurilor de epiuri, efectul perturbator al acestora asupra curgerii scade simţitor.

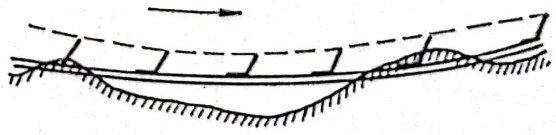


Fig. 4.26. Epiuri legate de un dig.

După împotmolirea completă, cîmpurile de epiuri acționează asupra curgerii ca un dig longitudinal de dirijare, iar vîrtejurile sînt aproape complet eliminate.

Epiurile se utilizează în mod frecvent pentru : calibrarea albiei în vederea realizării secțiunii de regularizare ; refacerea și protecția malurilor surpate ; îndepărtarea bancurilor și îmbunătățirea traversadelor ; favorizarea unuia dintre brațe și închiderea brațelor secundare ; dirijarea curentului.

Din punct de vedere constructiv, la orice epiu se deosebesc : *capul*, *corpul* și *rădăcina* (fig. 4.27). Rădăcina epiului servește la încastrarea epiului în mal, suficient de adînc ca să nu se producă spălări din spate. Rădăcina se construiește în mal, în săpătură și are lungimea variind între 5 și 10 m. La maluri abrupte încastrarea trebuie să fie mai lungă decît la cele line.

Cînd malurile sînt afuiabile și direcția curenților la diferite niveluri este variabilă, apare necesitatea să se construiască și o scurtă apărare de mal în amonte și eventual în avalul epiului (5...10 m). La malurile neinundabile consolidarea se prelungește cu 0,5 m peste nivelul apelor mari. În cazul malurilor inundabile apărarea se întinde și pe partea orizontală a malului, pe 2...3 m lățime. În linii generale, corpul epiului are în secțiune transversală formă trapezoidală. Înclinarea taluzelor amonte și aval este aceeași atunci cînd epiul este insubmersibil și este determinată de materialul utilizat și de stabilitatea construcției cînd epiurile sînt submersibile. Taluzele aval se fac în general mai dulci decît cele amonte : taluzele amonte 1 : 1 pînă la 1 : 2, cele aval 1 : 2 pînă la 1 : 4. Taluzul spre apă al capului este indicat să nu fie mai mare decît 1 : 4 (afuieri puternice). Lățimea minimă a crestei epiurilor se determină ținînd seamă de condițiile de construcție și întreținere (circulația oamenilor, depozitări de materiale, instalarea unor mașini de ridicat etc.) și este cuprinsă de obicei

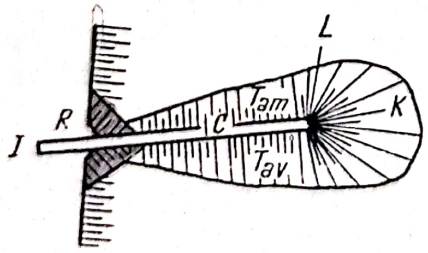


Fig. 4.27. Epiu:
C — coronament; T_{av} — taluzul aval, 1:(2...4); T_{am} — taluzul amonte, 1: (1...2); I — încastrare; K — cap; R — racordare; L — linia apei.

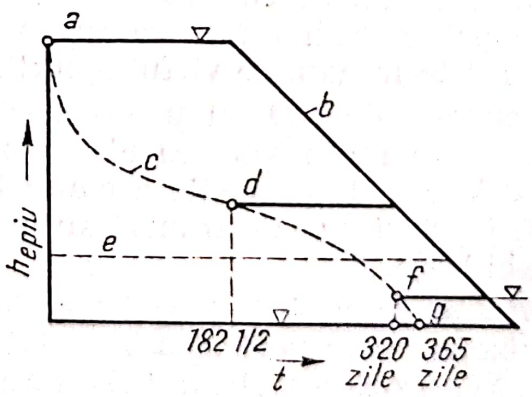


Fig. 4.28. Înălțimea coronamentului epiurilor:
a — coronamentul epiurilor la apele mari; b — capul epiurilor; c — curba de durată a nivelurilor; d — coronamentul epiurilor pentru apele mijlocii; e — nivelul de la care începe transportul materialului pe fund; f — coronamentul epiurilor pentru apele mici; g — epiuri de fund.

Scanned with OKEN Scanner

între 1 și 3 m. Dacă epiul este insubmersibil, creasta este orizontală. Dacă este submersibil, creasta are o pantă de 1 : 20 pînă la 1 : 100, după lungimea epiului și cota malurilor.

Capul epiurilor se așază la nivelul de regularizare sau puțin deasupra acestuia (0,2...0,5 m). Cele mai frecvente sînt epiurile pentru ape mici și mijlocii. Epiurile avînd capul situat sub nivelul apelor mici sînt epiuri de fund (fig. 4.28). În unele cazuri, lățimea crestei capului se mărește de 1,5...2 ori, lățindu-se spre aval (stabilitate, formă hidro-dinamică). De multe ori, pentru a preîntîmpina afuierea, fundația capului se așază pe o saltea care este bine să depășească construcția atît spre amonte cît și spre aval, circa 5 m spre amonte și circa 8 m spre talveg.

Epiurile se execută din pachetaje de nuiele sau de fascine, gabioane, anrocamente, blocuri de beton etc. sau dintr-o combinație a acestora. Alcătuirea lor este funcție de eforturile de antrenare ale curentului, regimul și nivelul de curgere a ghețurilor, variațiile de nivel ale apelor, configurația și natura fundului, materialele disponibile, nivelul de lucru.

Pe rîurile mici este adeseori suficientă construirea unor epiuri alcătuite dintr-un gard împletit, în lungul căruia se așază anrocamente pentru consolidare. La asemenea rîuri se mai pot executa epiuri din lemn rotund și anrocamente sau dintr-un simplu masiv de anrocamente așezat pe un pat de nuiele care servește la repartizarea presiunilor și apără fundul de afuiere (fig. 4.29).

În rîurile cu viteze mari și cu patul puțin afuiabil (fig. 4.30, 4.31, 4.32) corpul poate fi alcătuit din elemente grele (gabioane, suluri de fascine) sau eventual numai din piatră. La epiurile executate din gabioane, afuierile pot fi împiedicate cu ajutorul gabioanelor-saltea. Pentru economie, gabioanele pot fi așezate numai spre exterior, miezul epiului fiind construite din pietriș de rîu, deșeuri de carieră etc.

Sulurile de fascine se așază paralel cu curentul și sub nivelul apelor mici, pentru a nu putrezi. Dacă este nevoie ca epiul să fie mai înalt, peste acest nivel se prevede o suprastructură de piatră. Construcția se consolidează, dacă e nevoie, cu unul sau cu două rînduri de piloți moazați.

Epiurile de piatră prezintă avantajul că sînt mai puțin sensibile la variațiile de nivel ale apei. Pentru a rezista mai bine eforturilor de antrenare ale apei, corpul epiului se îmbracă cu anrocamente mai mari; în interior se poate utiliza pietriș de rîu.

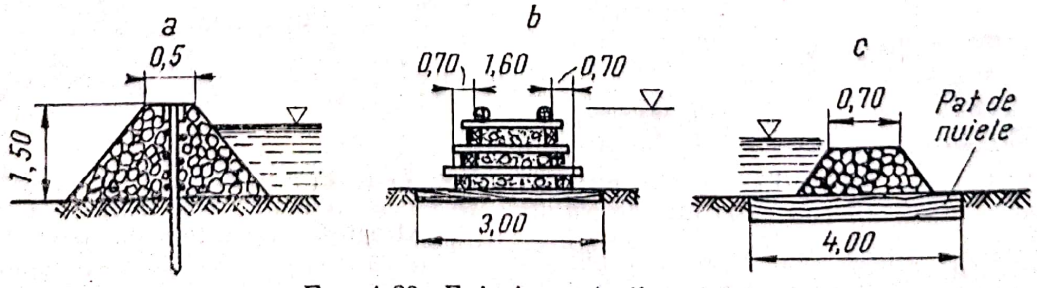


Fig. 4.29. Epiuri pe rîurile mici.

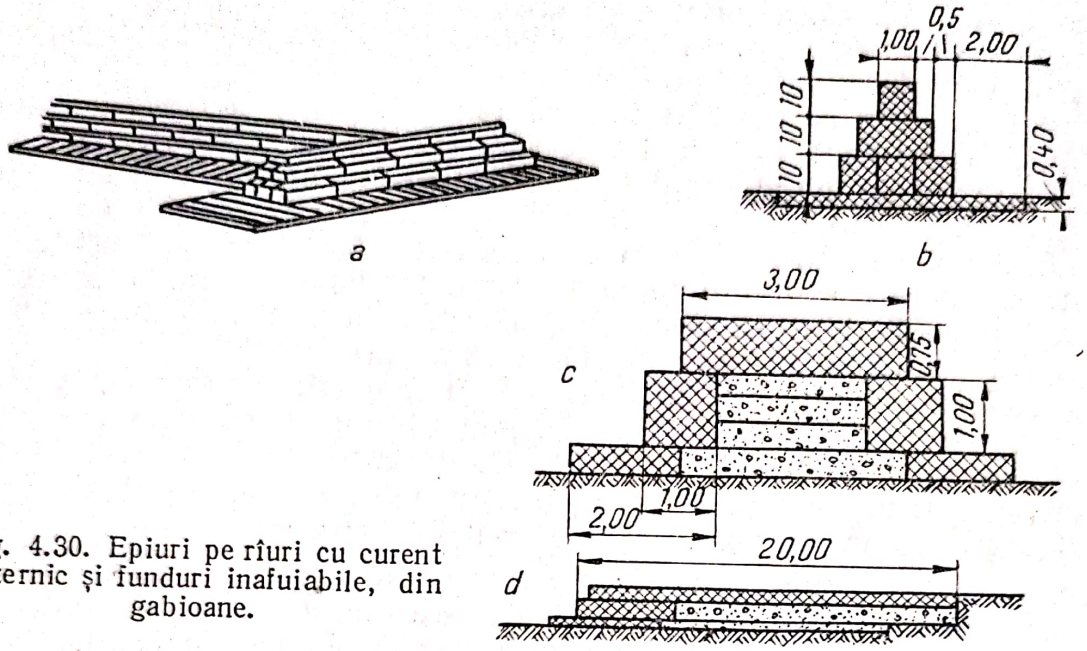


Fig. 4.30. Epiuri pe rîuri cu curent puternic şi funduri inafuiabile, din gabioane.

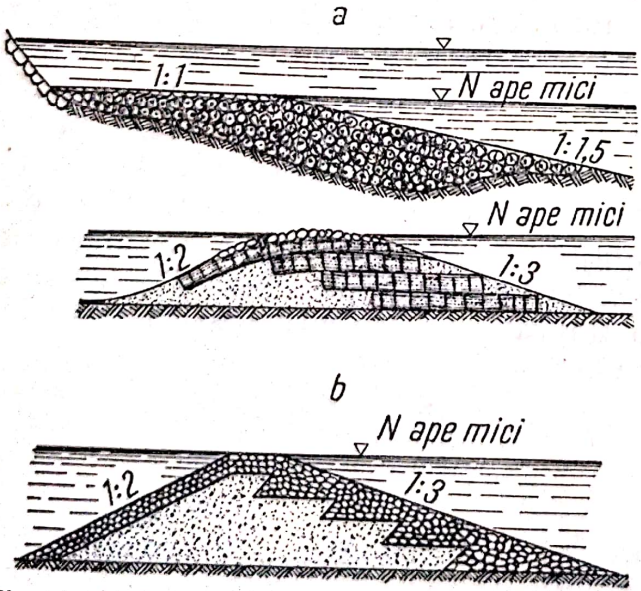


Fig. 4.31. Epiuri pe rîuri cu curent puternic şi funduri inafuiabile, în albia minoră (epiuri de fund):

a — din suluri de fascine şi anrocamente; *b* — din anrocamente (pe Dunărea superioară).

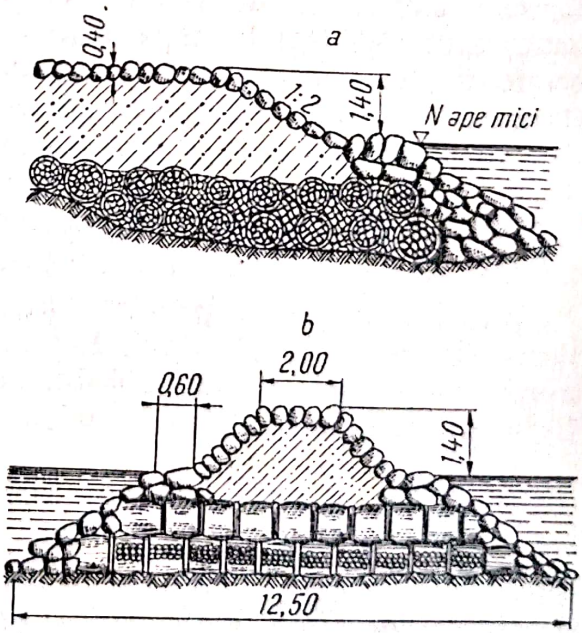


Fig. 4.32. Epiuri pe rîuri cu curent puternic şi funduri inafuiabile cu infrastructură din suluri de fascine:

a — secţiune în lung; *b* — secţiune transversală.

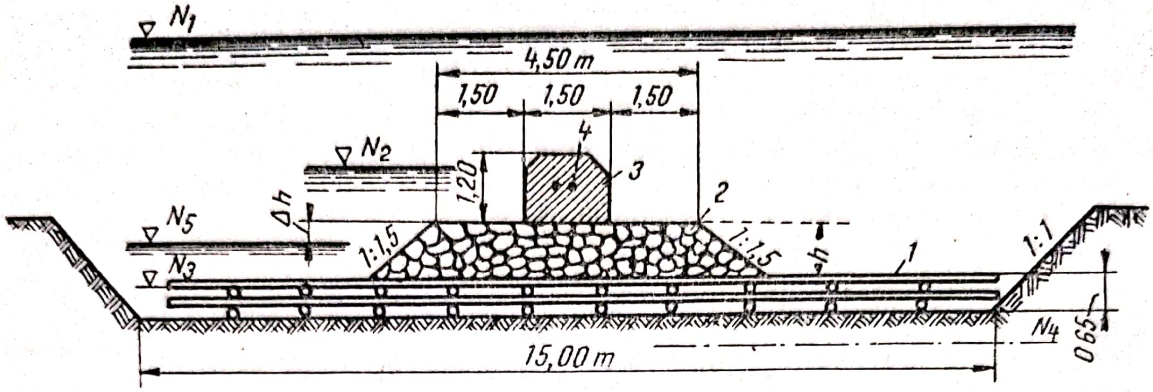


Fig. 4.33. Secțiune transversală printr-un epiu tip Cosmești (Siret) în apropierea vîrfului:
1 — saltea de fascine; *2* — masiv de anrocamente $d_m > 0{,}04\ v^2$ (m) și înălțime minimă $h = 2\ d_m$; *3* — bloc de beton turnat pe loc $l = 2{,}0$ m; *4* — bară oțel Ø 16 mm pentru articularea blocurilor; N_1 — nivel ape mari 1%; N_2 — nivel de regularizare; N_3 — nivelul feței superioare a saltelei (sub etiaj); N_4 — nivelul fundului albiei regularizate, la capul epiului; N_5 — nivel de lucru; Δh — rezervă pentru asigurarea turnării blocurilor de beton.

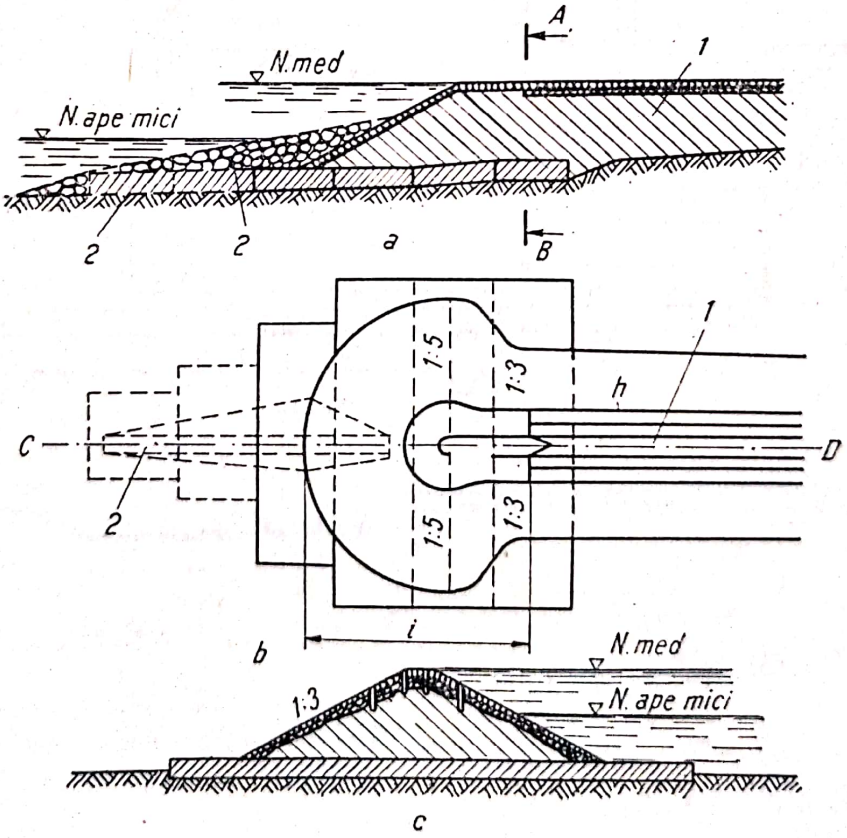


Fig. 4.34. Epiu pe pat afuiabil, prelungit, cu un epiu de fund:
a — secțiune *C—D* în lung; *b* — plan; *c* — secțiune transversală *A—B*.
1 — epiul principal; *2* — epiul de fund.

Pentru a înlocui anrocamentele mari care se obțin greu și costă scump, în ultimii ani pentru construcția epiurilor s-au utilizat blocuri de beton prefabricate sau turnate pe loc. În figura 4.33 se dau secțiunile transversale tip prin epiurile și traversele de consolidare a albiei majore construite pentru regularizarea rîului Siret la Cosmești. Blocurile din beton turnat au dimensiunile 1,0·1,0·2,0 m și sînt articulate cu ajutorul unor bare de fier încastrate în corpul lor. Patul rîului fiind afuiabil, epiurile s-au așezat pe o saltea de fascine.

Un epiu pe pat afuiabil prelungit cu un epiu de fund este arătat în figura 4.34. Saltelele de fascine de la baza epiului au dimensiuni în plan diferite și nu depășesc lățimea acestuia decît în zona vîrfului.

Tot în ideia de a evita utilizarea anrocamentelor mari s-au experimentat epiuri alcătuite dintr-un miez de piatră măruntă (pietriș de rîu)

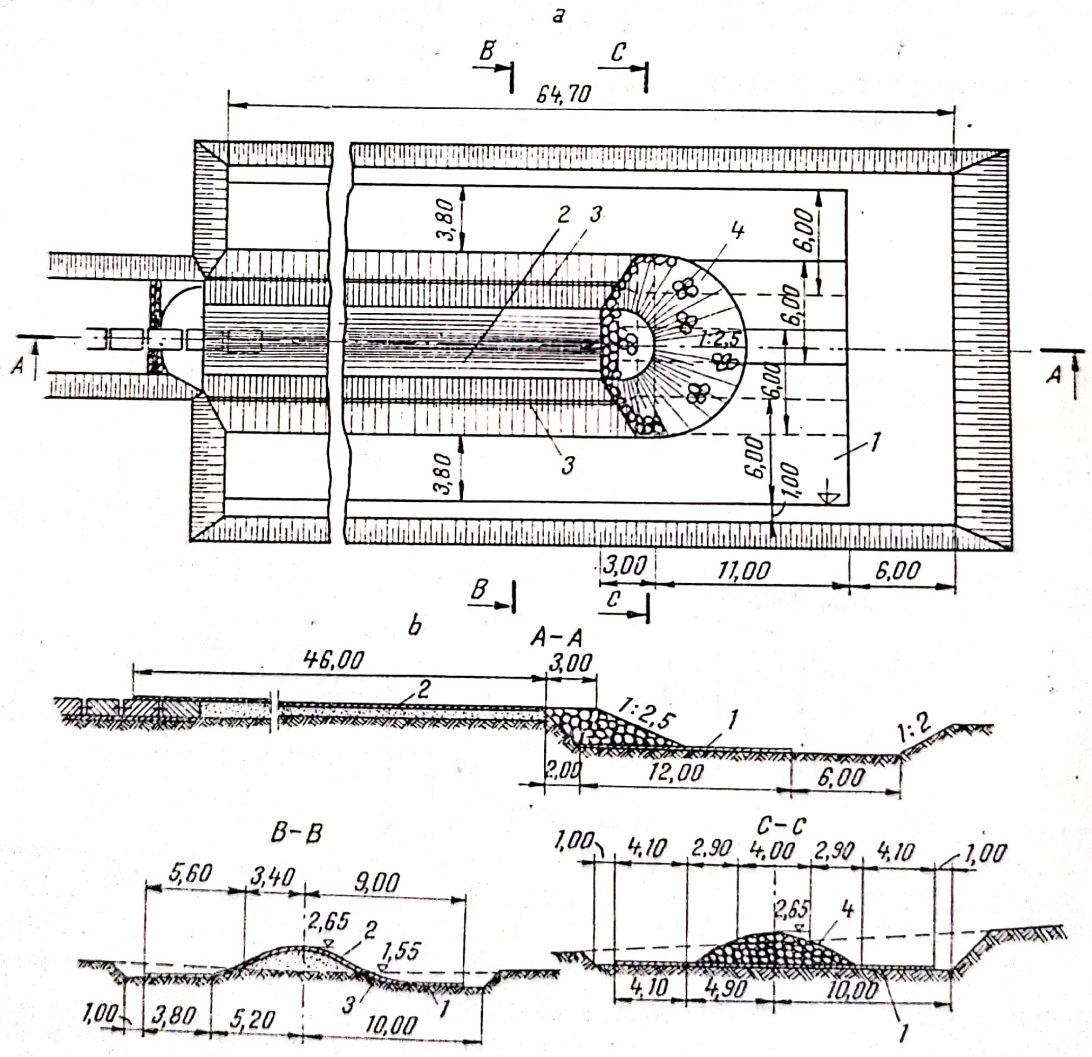


Fig. 4.35. Epiu cu îmbrăcăminte asfaltică:
a — plan; *b* — secțiuni;
1 — saltea asfaltică; *2* — strat de protecție asfaltic; *3* — rost longitudinal; *4* — anrocamente.

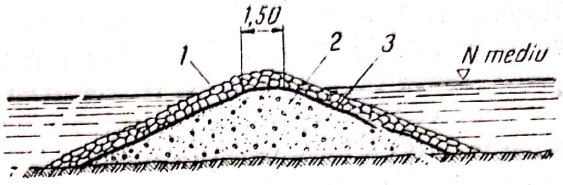


Fig. 4.36. Dig de dirijare pe Rinul mijlociu cu dispozitiv de filtrare din țesătură ajurată de nylon:
1 — strat de anrocamente de 60 cm grosime; *2* — umplutură de pietriș grosier; *3* — țesătură ajurată de nylon.

acoperite cu îmbrăcăminți asfaltice (fig. 4.35). La noi în țară aceste îmbrăcăminți nu au dat rezultate satisfăcătoare.

Pentru a evita sufozia materialului fin de sub mantaua de protecție, pe Rinul mijlociu s-a interpus sub aceasta o țesătură ajurată de nylon care are funcțiunea de filtru invers (fig. 4.36).

Diguri longitudinale de dirijare se construiesc de obicei în cuprinsul albiei minore pentru conturarea traseului regularizat. Cel puțin în prima perioadă de funcționare (pînă la împotmolirea spațiului din spate), digurile de dirijare au ambele laturi udate de apele rîului.

Prin îngustarea secțiunii de curgere și înlocuirea malurilor cu taluze mai puțin rugoase, construcția digurilor longitudinale de dirijare are ca urmare mărirea vitezei și forței de antrenare în secțiune. De aceea, aceste construcții trebuie să fie bine asigurate pe latura dinspre curent și să aibă o elasticitate suficientă pentru a putea urmări eventualele mișcări ale fundului albiei. Tot pe această latură, elementele de construcție utilizate trebuie să fie suficient de mari și grele pentru a rezista în bune condiții forței de antrenare a curentului (în special în curbe), a ghețurilor etc.

În unele cazuri, pentru a se micșora vitezele și afuierile, în lungul digurilor de dirijare spre curent se construiesc pinteni scurți, care sporesc considerabil rezistențele de curgere (fig. 4.37). Alteori, în același scop, traseul digurilor longitudinale de dirijare se proiectează puțin convex; se creează astfel o circulație transversală asemănătoare cu aceea din dreptul malurilor convexe, potrivnică afuierilor locale.

Digurile longitudinale de dirijare fiind lucrări utilizate pentru regularizarea albiei mijlocii (eventual a celei minore) se construiesc submersibile. De aceea creasta și latura lor interioară trebuie asigurate pentru cazul deversării. Atunci cînd din anumite considerente digul longitudinal de dirijare trebuie construit foarte înalt, insubmersibil, este indicat ca

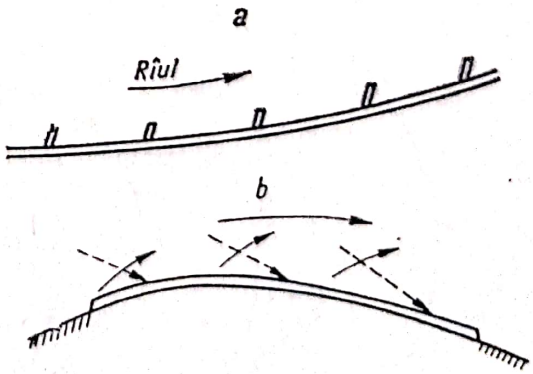


Fig. 4.37. Dispozitive pentru micșorarea afuierilor în lungul digurilor de dirijare:
a — dig de dirijare cu mici traverse — șicană; *b* — cu convexitate locală.

lucrarea să se execute în etape, la început cu cote care să nu depășească nivelul apelor medii. În acest fel se poate realiza colmatarea regiunilor joase din spatele digului și o construcție mai sigură și economică a acestuia, folosindu-se noile funduri supraînălțate. Dacă rîul este navigabil se construiesc uneori diguri longitudinale de dirijare și pentru ape mici.

Crestele digurilor de dirijare se așază cu circa 0,5 m deasupra nivelului de regularizare. Pentru lungimi mari, ele capătă o pantă corespunzătoare pantei generale a sectorului. Lățimea la coronament nu trebuie să fie mai mică decît 1,0 m.

Simpla deversare a apelor mari peste creasta digurilor longitudinale de dirijare produce colmatări reduse. Activarea acestora se face prin executarea unor deschideri în corpul digurilor, cu ajutorul cărora se obține o oarecare circulație și în spațiile de apă dintre acestea și mal. Deschiderile trebuie astfel dimensionate încît să producă depuneri maxime, fără însă să creeze în spatele digurilor curenți prea puternici care să spele depozitele formate și să pericliteze stabilitatea lucrărilor. Capătul amonte se încastrează puternic în mal, iar între dig și mal se construiesc traverse, care îngreunează circulația curenților formați în spatele lucrărilor longitudinale.

După împrejurări, este cazul să se examineze și necesitatea unor apărări de mal în spatele liniei digurilor longitudinale de dirijare. Traversele se așază la distanțe variind între 1 și 5 ori lățimea regularizată și trebuie solid încastrate în maluri. Ele pot să fie submersibile sau insubmersibile. În primul caz, care este și cel mai frecvent, taluzul și piciorul aval al traverselor trebuie bine asigurate împotriva spălării.

Dacă traversele au aceeași cotă cu digurile longitudinale de dirijare și relieful malului permite, creasta traverselor se construiește cu o ușoară pantă spre uscat. Deschiderile practicate în diguri, pentru activarea depunerilor, se amplasează de preferință în apropierea traverselor (fig. 4.38).

Este bine ca drumul străbătut de curent în spatele digurilor longitudinale să nu fie prea lung, deoarece depunerile în ultimele compartimente devin cu totul neînsemnate din cauza decantării pe parcurs. Din acest punct de vedere este mai indicată împărțirea spațiilor mari în două sau în trei compartimente de decantare independente. Epiurile în formă de cîrlig se comportă, în ce privește aluvionarea cîmpurilor res-

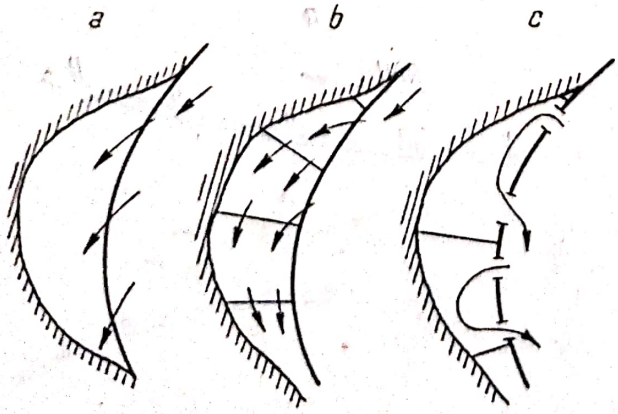


Fig. 4.38. Diguri longitudinale de dirijare cu traverse de consolidare:
a și *b* — sistem submersibil; *c* — traverse insubmersibile

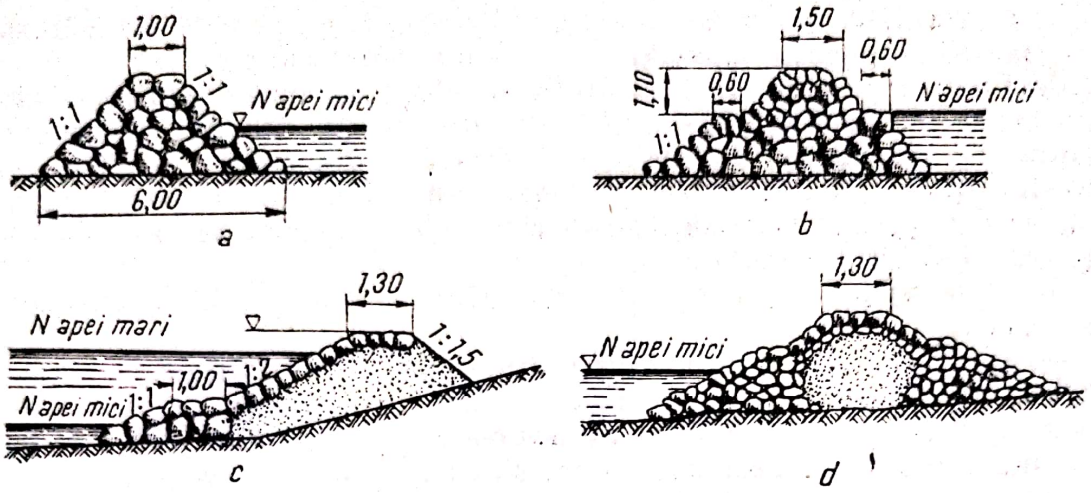


Fig. 4.39. Tipuri de diguri de dirijare din piatră.

pective, asemănător cu digurile longitudinale de dirijare prevăzute cu deschideri de aluvionare și traverse.

Din punctul de vedere constructiv, construcțiile longitudinale masive se pot împărți în două tipuri principale, în funcție de natura și stabilitatea fundului. Pe funduri stabile se pot utiliza diguri longitudinale de dirijare, alcătuite în întregime din piatră (fig. 4.39).

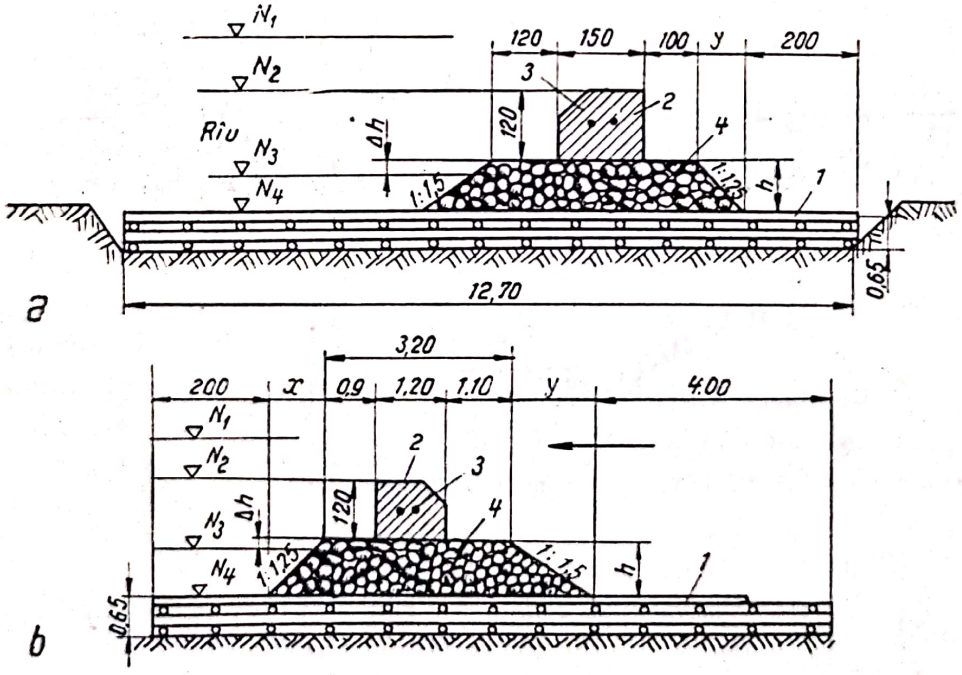


Fig. 4.40. Dig de dirijare (*a*) și traversă de colmatare (*b*), secțiuni transversale:
1 — saltea de fascine; *2* — bloc de beton turnat pe loc, $l = 2{,}00$ m; *3* — fier rotund Ø 16 mm pentru articularea blocurilor; *4* — masiv de anrocamente $d_m \geqslant 0{,}04\ v^2$ (m) de înălțime variabilă, funcție de adîncimea fundului și nivelul de lucru (cel puțin $h = 2\ d_m$); N_1 — nivel ape mari 1%; N_3 — nivel de regularizare; N_3 — nivel de lucru; Δh — rezervă; N_4 — fața superioară a saltelei (sub etiaj); x, y — distanțe variabile.

În figura 4.40 se arată un dig de dirijare și o traversă de colmatare din blocuri de beton și anrocamente de tip Cosmești (Siret).

Pe funduri afuiabile și moi puțin stabile se utilizează tipuri alcătuite din elemente de nuiele (pachetaje, fascine, suluri, saltele), combinate cu piatră. Se recomandă ca elementele alcătuite din nuiele să rămînă sub nivelul apelor mici și să fie protejate împotriva acțiunii de eroziune a apelor și materialelor solide transportate, cu un înveliș de piatră suficient de gros și stabil (fig. 4.41).

Alegerea tipului de lucrări de regularizare se face ținînd seama de următoarele :

— Epiurile pot fi relativ ușor scurtate sau lungite, în cazul cînd lungimea inițială se dovedește a nu da rezultatele urmărite. Pentru a se înlesni acest lucru, construcțiile transversale pe o anumită lungime, pot fi executate din piese asamblate cum sînt : gabioanele, carcasele etc. Modificarea traseului și poziției digurilor longitudinale deja construite nu se mai poate face decît cu foarte mari cheltuieli și greutăți.

— Construcțiile longitudinale acționează mai uniform asupra curentului, pe care îl conduc mai bine, evitîndu-se turbioanele și curenții transversali care se produc de obicei în vecinătatea epiurilor ; aceasta este de o deosebită importanță în special pentru amenajările făcute în vederea navigației.

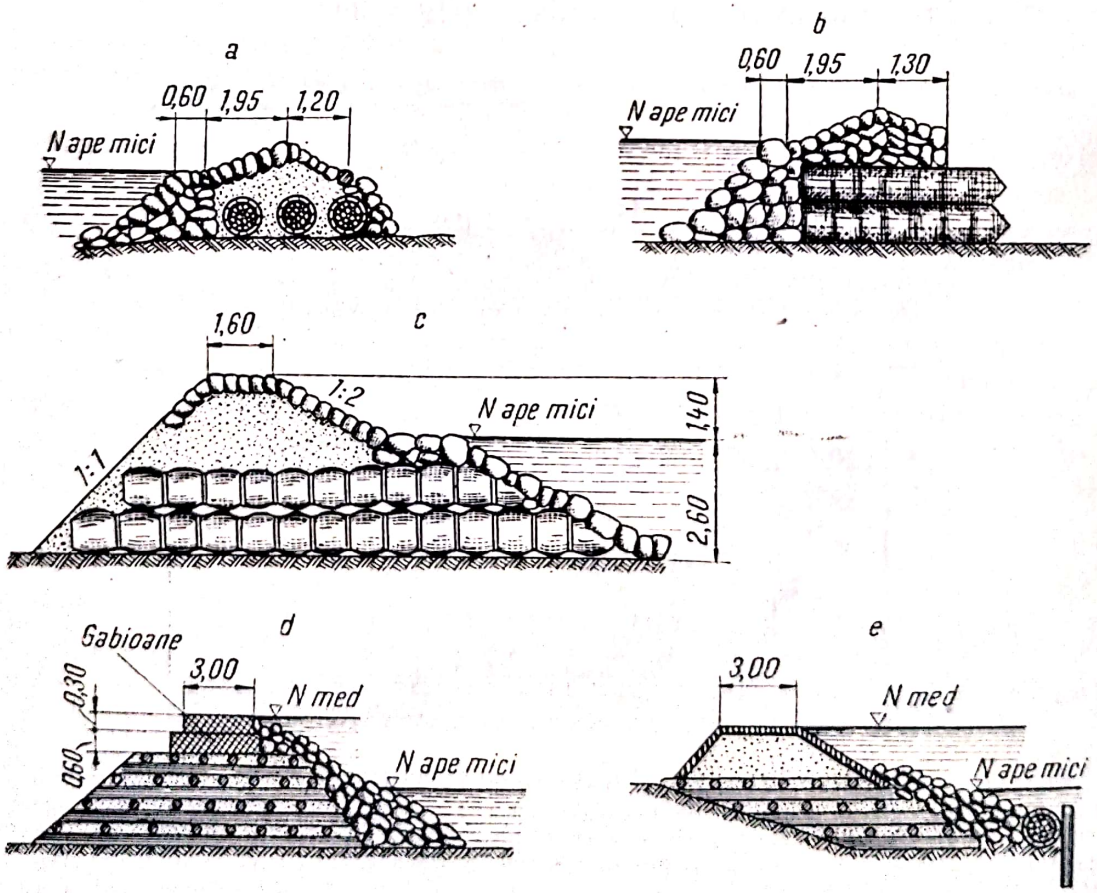


Fig. 4.41. Diguri longitudinale de dirijare utilizînd pachetaje, fascie, suluri și piatră.

— Afuierile produse la capătul epiurilor sînt mult mai adînci decît cele care se produc în fața lucrărilor longitudinale. Aceste afuieri se concentrează însă pe o lungime mică și în anumite locuri, care pot fi ușor prevăzute și unde se pot lua măsuri pentru localizarea acțiunilor dăunătoare, spre deosebire de digurile longitudinale de dirijare unde pericolul spălării prin curent se întinde aproape în aceeași măsură pe toată lungimea lor. Din această cauză, construcțiile transversale sînt mai avantajoase în ce privește volumul necesar al consolidărilor decît cele longitudinale.

— Influența epiurilor asupra curentului se întinde pe o distanță relativ mare, care depășește de 4...5 ori lungimea construcției însăși. Datorită acestui lucru, lungimea totală a construcțiilor transversale, pentru aceeași întindere de mal care trebuie apărată este mai mică decît aceea a lucrărilor longitudinale. Aceasta are o importanță esențială în cazul lungimilor deosebit de mari ale frontului de lucrări, unde costul epiurilor devine mult mai mic decît al digurilor longitudinale de dirijare.

— În cazul malurilor joase, inundabile, construcțiile longitudinale pot servi uneori și ca diguri de apărare împotriva inundațiilor. Epiurile trebuie completate cu apărări de maluri longitudinale. În general, protecția malurilor cu ajutorul epiurilor este mai puțin sigură decît cu ajutorul lucrărilor longitudinale.

— Împotmolirea cîmpurilor de epiuri este mai activă. Aceste cîmpuri pot fi plantate cu stuf, trestie sau cu alte plante acvatice, fiind mai favorabile pentru piscicultură.

— Alegerea tipului lucrărilor de regularizare și aprecierea rezultatelor probabile ale acestora trebuie făcute nu numai în funcție de lucrările în sine, ci ținînd seama și de transformările în curs ale albiei, pe sectorul respectiv. Trebuie de asemenea considerate și transformările din sectoarele aval, a căror stabilitate este condiționată, printre altele, și de stabilitatea sectoarelor amonte (stabilitatea debitului solid). Evoluția ulterioară a fundurilor și a pantelor de curgere are o importanță esențială în alegerea tipurilor lucrărilor de regularizare.

Pragurile de fund se construiesc atunci cînd în albia unui curs de apă regularizat apar adîncimi prea mari care depășesc pe cele proiectate sau cînd este nevoie să se sporească lățimea (prin eroziune laterală, eventual prin dragaje). Cu ajutorul pragurilor de fund, profilul longitudinal poate fi fixat la înălțimea dorită și pot fi oprite afuierile de adîncime. Pragurile de fund sînt construcții caracteristice regularizării albiei pentru apele mici. Ele se execută de obicei de la un mal la altul. În unele cazuri, pragurile de fund se construiesc numai pe o anumittă porțiune pentru a se realiza forma voită a secțiunii de curgere (de exemplu, pe rîurile navigabile). În asemenea cazuri pragurile de fund se mai întîlnesc sub denumirea de epiuri de fund și pot fi construite fie independent, fie în legătură cu celelalte lucrări de regularizare ale albiei, în special cu epiurile.

Scanned with OKEN Scanner

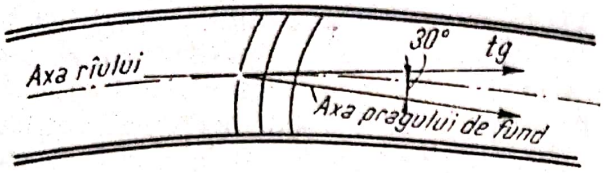


Fig. 4.42. Traseul în plan al unui prag de fund.

La lucrările executate pe Rhône, Girardon a utilizat într-o mare măsură pragurile și epiurile de fund. În marea lor majoritate aceste lucrări s-au sprijinit pe digurile longitudinale ale regularizării anterioare.

La lucrările mai recente de pe Weser, pragurile de fund legate de diguri longitudinale de dirijare din părțile concave au dat rezultate mai bune în formarea secțiunii decît cele legate de epiuri.

Pentru ca acțiunea pragurilor de fund asupra albiei să nu fie prea puternică, acestea se așază înclinate împotriva curentului. Cu cît sînt mai apropiate de vîrful curbei, cu atît sînt mai scurte și au o pantă mai mare.

Cînd pragurile de fund se construiesc continuu pe toată lățimea albiei, pericolul afuierii malurilor se micșorează dacă coronamentul pragurilor se realizează cu o ușcară curbură spre centru. Pentru dirijarea firelor de curent de fund spre malul convex se recomandă ca, în plan, axul pragului să fie înclinată cu un unghi de circa 30° spre interior față de tangenta la curbă (fig. 4.42).

Adîncimile din spatele pragurilor de fund nu se înnisipează de obicei complet. Totuși spațiul de apă moartă, creat în această zonă, acționează favorabil împotriva unei viitoare afuieri, delimitînd oarecum în adîncime secțiunea de curgere.

Pe rîurile cu un debit tîrît important (rîuri de munte cu caracter torențial), pragurile de fund se construiesc mai înalte și au ca scop micșorarea pantei de curgere și concentrarea ei în mici căderi locale. Între astfel de praguri se produce și o înnisipare masivă, iar fundul supraînălțat mai păstrează numai o slabă înclinare. În unele cazuri, cîmpurile pragurilor de fund și ale celorlalte lucrări transversale au fost umplute cu pietriș provenit din dragaje.

Dacă se utilizează praguri de fund avînd o formă curbă în plan, aceasta micșorează adîncimea gropilor cu circa 40%. Primul și ultimul prag de fund trebuie așezat la începutul, respectiv sfîrșitul curbei interioare. Cea mai favorabilă acțiune asupra fundului se obține dacă distanța între praguri, măsurată pe axul curbei, este de 1,5 ori lățimea albiei la fund. Executarea pragurilor și epiurilor de fund trebuie să se facă gradat, ținînd seamă de transformările fundului și de micșorarea și conducerea favorabilă a aluviunilor tîrîte. Pragurile de fund trebuie bine încastrate în maluri ; din cauza căderii locale care se formează, piciorul și taluzul aval al pragurilor de fund trebuie protejate împotriva afuierilor.

Din punct de vedere constructiv, pragurile de fund se pot realiza foarte diferit, cu structuri amintind pe cele ale digurilor și epiurilor. În figura 4.43 se dau cîteva tipuri caracteristice.

Scanned with OKEN Scanner

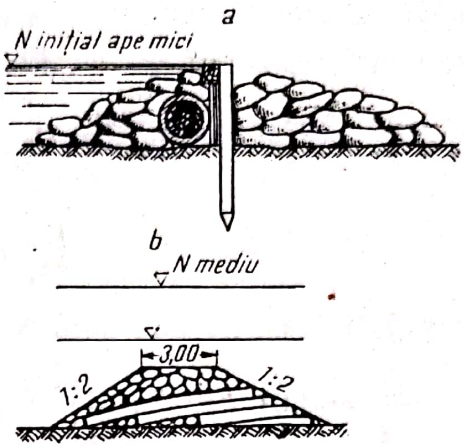


Fig. 4.43. Tipuri de praguri de fund.

4.4. ASPECTELE MORFOLOGICE ALE ÎNGUSTĂRII SECȚIUNII DE CURGERE

4.4.1. ÎNGUSTAREA PRIN DIGURI LONGITUDINALE SAU CÎMPURI DE EPIURI

Dacă îngustarea este continuă și se extinde pe un sector suficient de lung pentru stabilirea unui nou regim de curgere, adîncimea medie de eroziune se poate determina în două ipoteze simplificatoare :

Ipoteza echilibrului dinamic (sau a regimului), în care se presupune că debitul solid transportat rămîne același. Din ecuațiile de continuitate ale debitului lichid și solid rezultă relația :

$$Q = \frac{1}{n} B_1 h_1^{5/3} I_1^{1/2} = \frac{1}{n} B_2 h_2^{5/3} I_2^{1/2}$$

$$G = g_1 B_1 = g_2 B_2;\ g_1 = A\,\tau_{01}\ (\tau_{01} - \tau_c)\quad (\text{Du Boys})$$

se poate deduce valoarea raportului $\frac{h_2}{h_1}$. Dacă se notează $\frac{B_1}{B_2} = m$ și $\frac{\tau_c}{\tau_{01}} = p$,

$$\frac{h_2}{h_1} = m^{3/7} \left\{ \frac{p + [p^2 + 4(1-p)m]^{1/2}}{2(1-p)} \right\}^{3/7} \quad (\text{Straub}) \qquad (4.3)$$

În cazul unei valori mari a transportului solid, raportul $\frac{\tau_c}{\tau_{01}}$ tinde către zero și relația de mai sus devine

$$\frac{h_2}{h_1} = \left(\frac{B_1}{B_2}\right)^{9/14}. \qquad (4.4)$$

Indicii 1 și 2 se referă la secțiunea amonte, respectiv cea îngustată.

În locul relației lui Du Boys s-au folosit și alte relații însă valorile obținute pentru raportul $\frac{h_2}{h_1}$ nu diferă prea mult.

Komura folosind expresia debitului solid total (tîrît și în suspensie) a lui Kalinske, a stabilit relația :

$$\frac{h_2}{h_1} = \left(\frac{\tau_{01}}{\tau_{02}}\right)^{2/7} \left(\frac{B_1}{B_2}\right)^{6/7}, \tag{4.5}$$

în care raportul τ_{01}/τ_{02} (τ_{02} depinde de h_2), se poate evalua cu relația :

$$\frac{\tau_{01}}{\tau_{02}} = 3{,}67\ Fr_1^{7/10} \left(\frac{B_1}{B_2}\right)^{-2/3} \left(\sqrt{\frac{d_{84}}{d_{16}}}\right)^{-7/10}, \text{ cu } Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g\,h_1}}$$

Ning Chien folosind expresia debitului solid total al lui Einstein a întocmit o serie de grafice (fig. 4.44) cu care se poate evalua foarte ușor valorile h_1 și g_1 cînd se cunoaște I_1, d_1 și q_1. Odată determinate aceste elemente, pentru secțiunea normală, din grafice, rezultă h_2 și I_2 pentru valorile cunoscute :

$$q_2 = m\,q_1,\ g_2 = m\,g_1 \text{ și } d_2\ ;\ \left(m = \frac{B_1}{B_2}\right).$$

Studenicinicov plecînd de la formula debitului solid total al lui Goncearov ajunge la expresia :

$$\frac{h_2}{h_1} = \left(\frac{d_1}{d_2}\right)^{1/5} \left(\frac{B_1}{B_2}\right)^{4/5}. \tag{4.6}$$

Ipoteza echilibrului static presupune că în tot lungul sectorului studiat (normal și îngustat) efortul de antrenare la fund este același și egal cu efortul critic de antrenare:

$$\tau_{01} = \tau_{02} = \tau_c$$

În cazul afuierilor de mare adîncime se pot întîlni însă straturi cu granulometrii diferite : $\tau_{01} = \tau_{c1}$, $\tau_{02} = \tau_{c2}$, $\tau_{c1} \neq \tau_{c2}$. În această ipoteză relația Komura se poate scrie :

$$\frac{h_2}{h_1} = \left(\frac{\tau_{c1}}{\tau_{c2}}\right)^{2/7} \left(\frac{B_1}{B_2}\right)^{6/7} \tag{4.7}$$

Într-o primă aproximație τ_{c1} și τ_{c2} se pot lua din tabel. De fapt τ_c depinde și de turbulența curentului la fundul albiei. Ținînd seama de acest considerent

$$\frac{\tau_{c1}}{\tau_{c2}} = 5{,}18\ Fr_1^{7/10} \left(\frac{B_1}{B_2}\right)^{-2/3} \left(\sqrt{\frac{d_{84}}{d_{16}}}\right)^{-7/1}.$$

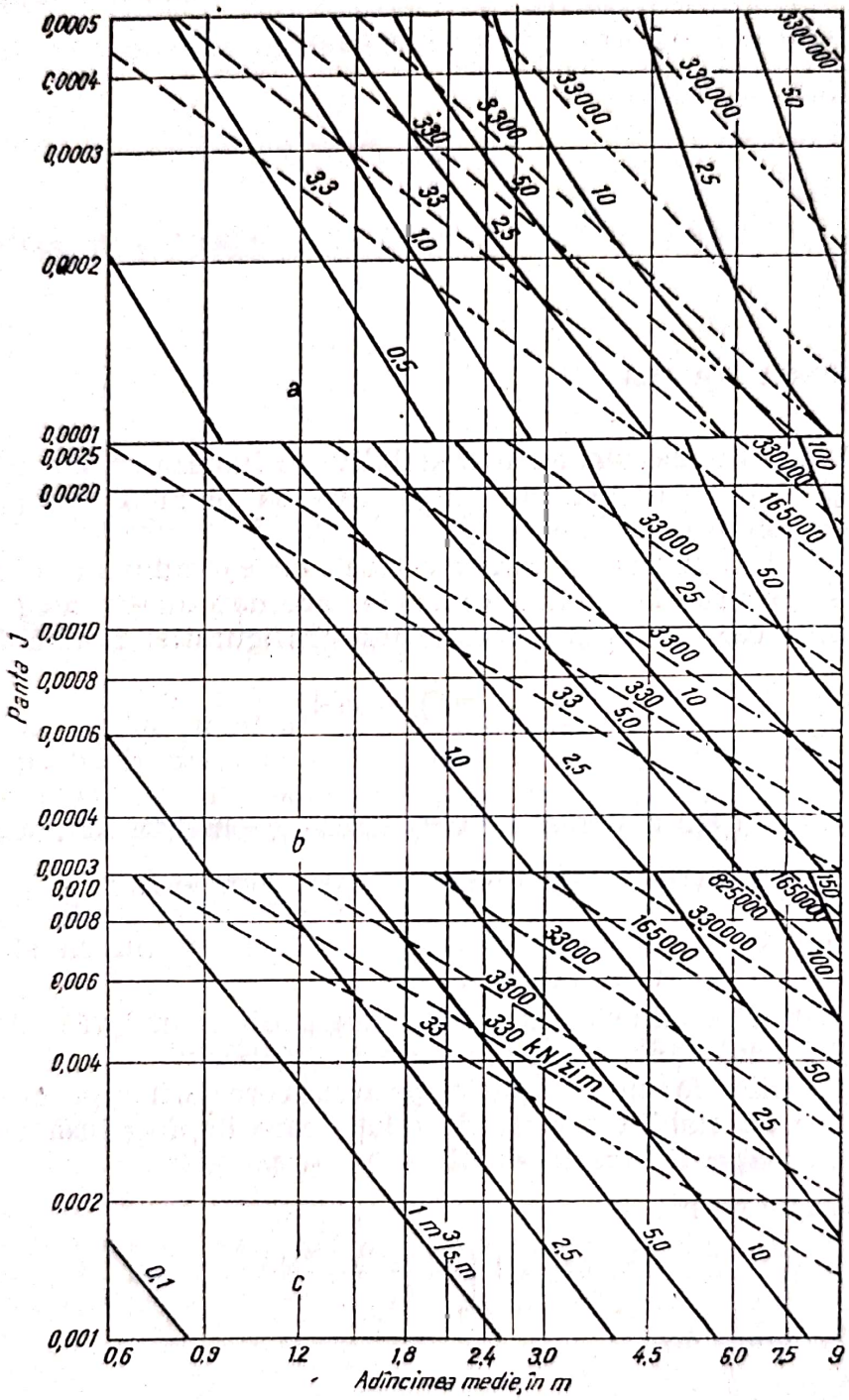


Fig. 4.44. Grafic pentru determinarea adîncimii medii a albiilor aluvionare în funcţie de diferite debite lichide şi solide:

——— debitul specific lichid q în m³/sm;

. . . . . debitul specific solid g în kN/zim.

a — fund de nisip fin d_m= 0,25 mm; b — fund de nisip grosier d_m= 2,5 mm; c — fund de pietriş mărunt d_m= 25 mm.

Dacă printr-o aproximare oarecare se poate determina stratul în care se va opri afuierea, raportul $\frac{h_2}{h_1}$ se calculează cu valorile τ_{c1} și τ_{c2} ale materialelor respective. Dacă $\tau_{c1} = \tau_{c2}$

$$\frac{h_2}{h_1} = \left(\frac{B_1}{B_2}\right)^{6/7} \tag{4.8}$$

După Rossinski și Kuzmin pentru exponent se poate lua valoarea 0,75.

4.4.2. EROZIUNEA LOCALĂ

Toate relațiile de mai sus au fost stabilite în ipoteza că strîmtorarea se face pe o porțiune suficient de lungă, care să permită stabilirea acolo a unei curgeri uniforme.

În cazul unei îngustări cu caracter local, de exemplu în zona capului unui epiu, se recurge la studii pe modele care dau direct integrarea spațială a ecuației care definește modificarea configurației fundului

$$\frac{df(F)}{dt} = g(F) - g(A) \tag{4.9}$$

în care :

$f(F)$ este legea matematică care descrie geometria fundului ;

$\frac{d f(F)}{dt}$ — valoarea locală a eroziunii (sau depunerii) ;

$g(F)$, $g(A)$ — valoarea transportului de fund în secțiunea strangulată, respectiv în amonte.

Cu timpul, datorită adîncirii fundului albiei, diferența $g(F)$—$g(A)$ tinde către zero și fundul albiei ajunge în stare de echilibru.

Pe baza studiilor făcute, în special pe baza cercetărilor pe model, diferiți cercetători au stabilit o serie de relații care implică însă un anumit grad de aproximație. Dintre cele mai exacte se pot cita :

Relația Laursen

$$\frac{h_{eroz}}{h_1} = f\left(\frac{B_1 - B_2}{B_1}, \frac{\tau_{01}}{\tau_c}\right) \tag{4.10}$$

exprimată în figura 4.45.

Relația Awazo

$$\frac{h_{eroz}}{h_n} = 1{,}6 \lg \frac{\tau_{01}/N_1}{M} \tag{4.11}$$

în care :

h_{eroz} este adîncimea eroziunii considerată de la fundul albiei ;

h_n — adîncimea normală în regim natural (curgere uniformă).

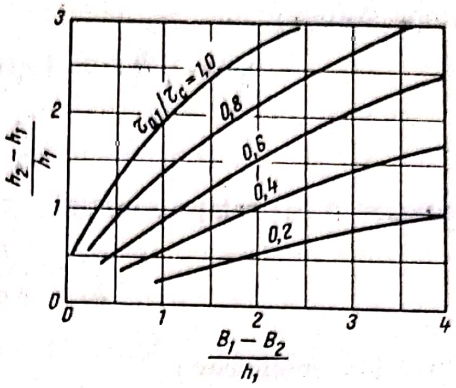


Fig. 4.45. Adîncimea de eroziune locală (apă fără suspensii).

în care :

$N_1 = \frac{n^2 g}{R^{1/3}}$, termen adimensional care exprimă rugozitatea albiei, iar :

$$M = \frac{82{,}6\,\tau_c}{[3{,}69\,(1 - B_2/B_1) + 0{,}84]^2}$$

Diametrul mediu stabil al anrocamentelor cu care se protejează capul epiurilor poate fi apreciat cu ajutorul diverselor formule empirice în funcție de τ_0 și v_m cu condiția ca să se țină seama de turbulența locală a curentului, de direcția acestuia și adîncimea de așezare a anrocamentelor.

O relație care se poate utiliza în acest caz este aceea a lui Studenicinicov :

$$v_{cr} = 1{,}15\sqrt{g}\sqrt{\frac{1{,}1}{\alpha}}\,(h \cdot d)^{0{,}25}\ [\text{m/s}] \qquad (4.12)$$

în care $\alpha = 1{,}35...1{,}40$.

Aplicație

În sectorul unui rîu al cărui pat este alcătuit din nisip grosier cu $d_m = 2{,}5$ mm, panta de curgere este $I_1 = 0{,}0008$ iar debitul specific lichid $q_1 = 2{,}5$ m³/s m. Să se determine elementele curgerii în cazul îngustării secțiunii la jumătate.

Răspuns

a) În ipoteza echilibrului dinamic se poate utiliza diagrama lui Ning Chien (fig. 4.44) în care se intră cu I_1 și q_1 ; cu aceste date se obține $h_1 = 2{,}40$ m și $g_1 \cong 30$ kN/zi m. Dacă albia se îngustează la jumătate $\frac{B_1}{B_2} = 2$, $q_2 = 5{,}0$ m³/s m, $g_2 = 60$ kN/zi m., iar din diagramă rezultă $I = 0{,}0006$, $h_2 \cong 4{,}0$ m sau $\frac{h_2}{h_1} = 1{,}65$.

— După Straub :

$$\tau_{01} = \gamma h I = 19{,}6 \text{ N/m}^2, \quad \tau_c = 3{,}0 \text{ N/m}^2$$

$$\frac{\tau_c}{\tau_{01}} = 0{,}15,$$

deci se poate utiliza relația simplificată :

$$\frac{h_2}{h_1} = \left(\frac{B_1}{B_2}\right)^{9/14} = 1{,}56$$

— După Studenicinicov :

$$\frac{h_2}{h_1} = \left(\frac{B_1}{B_2}\right)^{4/5} = 1{,}74$$

— După Komura :

$$\frac{\tau_{01}}{\tau_{02}} = 0{,}79; \quad \frac{h_2}{h_1} = \left(\frac{\tau_{01}}{\tau_{02}}\right)^{2/7}\left(\frac{B_1}{B_2}\right)^{6/7} = 1{,}74$$

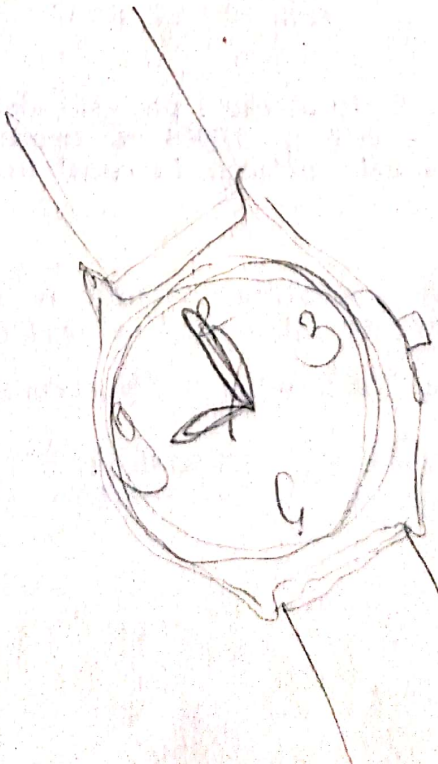
b) Relațiile echilibrului static nu se pot utiliza întrucît $\tau_{01} \neq \tau_c$.

c) Eroziunile locale în fața unui epiu care ar îngusta albia în aceeași proporție, după Awazo $\frac{h_{eroz}}{h_n} = 2{,}45$ ($h_n = 1{,}15$ m, $n = 0{,}015$).

Deci adîncimile apei în cazul unei strîmtorări a albiei pe o lungime suficient de mare, care să permită stabilirea unei curgeri uniforme, vor crește de la 2,40 m la 3,80...4,20 m.

În fața unui epiu izolat, adîncimea apei poate ajunge la același raport de îngustare a albiei, la 6,50 m.

Diametrul stabil al anrocamentelor de la baza epiului, pentru $v = 4$ m/s, $h_1 = 3$ m și $\alpha = 1{,}4$ se obține $d = 0{,}8$ m.



CAPITOLUL 5

APĂRĂRI DE MALURI

5.1. CARACTERISTICI, PRINCIPII GENERALE DE ALCĂTUIRE

Apărările de mal au ca scop protecția și consolidarea taluzelor împotriva acțiunilor de eroziune a curenților, valurilor și ghețurilor. Ele se execută pe cursurile de apă interioare, pe lacuri, canale navigabile, canale pentru transportul apei, pe țărmurile mărilor și oceanelor. Acestea din urmă au un caracter special și nu vor fi tratate în capitolul de față.

Pe cursurile de apă interioare solicitările principale ale apărărilor de mal se datoresc acțiunii curentului și gheții.

Pe marile lacuri naturale și pe cele formate prin amenajarea cursurilor de apă în regim barat, solicitările principale ale apărărilor de mal se datoresc valurilor. Vitezele curentului de curgere sînt în general mici și acțiunea gheții mai puțin puternică. În aceste condiții apărările de mal se execută de obicei numai spre suprafață, pe înălțimea de acțiune a valurilor și variațiilor de nivel.

Apărări de mal sînt prevăzute și pe taluzele barajelor de pămînt și de anrocamente care limitează lacurile. Aceste apărări (îmbrăcăminți) datorită caracterului lor special necesită de obicei o tratare separată.

Pe canalele navigabile interioare solicitările principale ale apărărilor de mal se datoresc curenților și valurilor produse de circulația navelor. Vitezele curentului de curgere sînt în general reduse și acțiunea gheții neînsemnată.

Apărările de mal se execută în multe cazuri numai pe înălțimea de acțiune a valurilor și curenților produși de circulația navelor și de variația nivelurilor în canal, mult mai mică decît pe rîuri și lacuri.

Pe canalele pentru transportul apei, debitele, vitezele de curgere și nivelurile fiind reglate de dispozitivele de comandă ale sistemului, rămîn în anumite limite, bine determinate. Aceasta permite o organizare și dimensionare mai bună din punct de vedere tehnico-economic a apărărilor de mal și a întregii cunete. Problema principală fiind aci asigurarea transportului unui debit lichid cît mai mare cu o secțiune cît mai redusă,

Scanned with OKEN Scanner

de cea mai mare importanță este micșorarea rugozității pereților și asigurarea lor împotriva eroziunii. Aceste considerente împreună cu necesitatea de a evita pierderile de apă, conduc în multe cazuri la căptușirea generală a cunetei.

Apărările de mal pot să fie cu parament înclinat, vertical sau mixt. Cele mai răspîndite sînt cele din prima categorie. Apărările verticale și mixte sînt mult mai scumpe și au o utilizare mai mult locală (în orașe, puncte obligate etc.). Ele constituie o categorie constructivă specială care se tratează aparte.

Apărările de mal delimitate ca obiect în sensul celor de mai sus, au o serie de caracteristici comune. În primul rînd ele trebuie să fie suficient de elastice pentru a putea urmări, în anumite limite, deformațiile prin tasări sau afuieri ale taluzurilor și fundurilor de albie pe care sînt așezate.

Apărările de mal nu contribuie decît în mică măsură la stabilitatea generală a taluzelor. De aceea prin metodele de calcul cunoscute este necesar să se determine panta taluzului stabil și să se verifice stabilitatea la alunecare cilindrică sau plană a întregului mal, introducîndu-se în calcul atît greutatea proprie a apărării cît și forțele hidrodinamice de infiltrație.

Tipul apărării de mal ca și materialele utilizate sînt determinate și de posibilitățile de aprovizionare locală. Se adoptă în general tipuri de lucrări experimentate în condiții analoage și care au dat rezultate bune. Se dă preferință prefabricatelor. Deoarece nu se pot stabili exact solicitările multiple ale apărărilor de mal, economiile făcute prin construcții prea ușoare sînt anihilate de cheltuielile ridicate cerute de întreținere. Este necesar să se țină seamă de sporurile uneori apreciabile de materiale care rezultă din tasarea terenului și a saltelelor de fascine.

Posibilitățile de execuție condiționează de asemenea în mare măsură tipul de apărare de mal ales. Transportul și punerea în operă a anrocamentelor și prefabricatelor grele (peste 1,0...1,5 kN/bucată, adică 100... 150 kgf/bucată) face necesară utilizarea unui utilaj și a unor mijloace de transport speciale care în multe cazuri lipsesc și care nu totdeauna pot ajunge pe amplasamentele uneori îndepărtate și greu accesibile ale lucrării. Execuția sub apă care necesită devieri sau închideri de albie, epuismente etc. trebuie evitată, alegîndu-se tipul de lucrări și perioadele de execuție, în consecință. Nivelul de lucru constituie un element esențial în lucrările de apărări de mal și de regularizări în general. Dacă în timpul execuției nu se realizează nivelurile scăzute de lucru prevăzute în proiect pot apărea modificări importante în volumele și costul lucrărilor.

Scanned with OKEN Scanner

În funcție de intensitatea și durata solicitărilor, tipul de apărare de mal poate fi modificat. Pe sectoarele puternic curbate și pe malurile expuse valurilor de vînt, de circulația navelor, în secțiunile de curgere îngustate prin îndiguiri sau alte lucrări etc., apărările de mal trebuie să fie mai puternice decît pe rest. Și pe verticală se pot introduce diferențieri, adoptîndu-se îmbrăcăminți mai ușoare în zonele mai puțin solicitate (pe rîuri, de exemplu peste nivelul de curgere al apelor medii și al ghețurilor).

5.2. TIPURI DE ÎMBRĂCĂMINȚI PENTRU APĂRĂRI DE MAL

Pentru executarea unei apărări de mal se poate utiliza o gamă foarte variată de scheme constructive și materiale. Această mare varietate se datorește în special îmbrăcăminților (fig. 5.1) care condiționează întreaga apărare de mal.

Îmbrăcămințile de pămînt compactat asigură o bună consolidare și impermeabilizare a albiei și se pot obține prin căptușirea taluzurilor și eventual a fundului (la canale) cu pămînt bine compactat. Aceasta contribuie la mărirea rezistenței la eroziune și îngheț, iar prin încărcarea pămîntului de dedesubt evită fluidizarea acestuia sub acțiunea curenților de subpresiune.

Îmbrăcămintea de pămînt are o grosime de 0,9...1,2 m, de obicei mai mare pe taluze decît pe fund și se realizează prin mai multe straturi

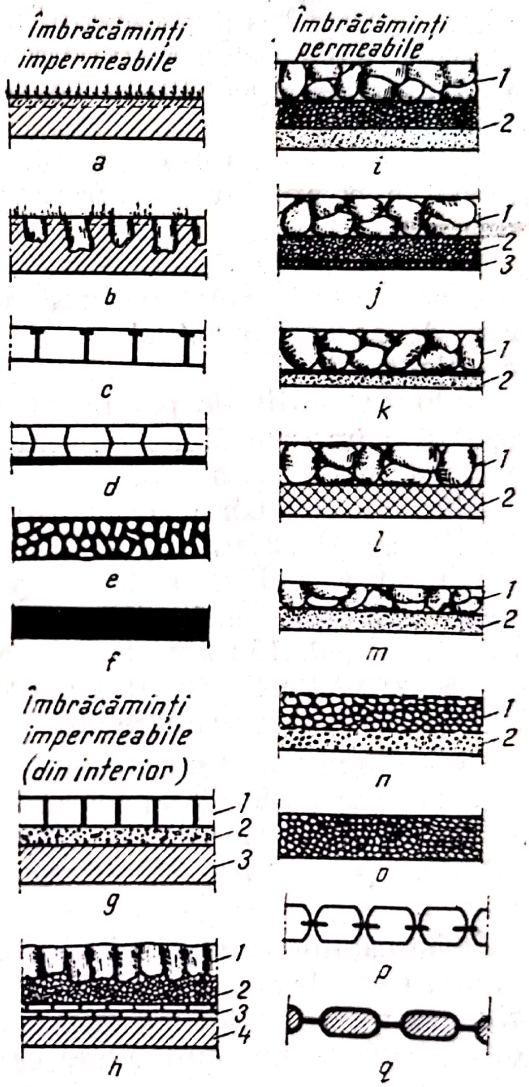


Fig. 5.1. Exemple de îmbrăcămințî:
a—iarbă pe argilă (lut); *b*—iarbă pe argilă consolidată cu pietre încrustate; *c* — blocuri din beton cu bitum asfaltic; *d* — blocuri din beton pe foi de plastic; *e* — anrocamente legate cu asfalt; *f*—beton asfaltic; *g*—blocuri de beton (*1*), pietriș mărunt (*2*), argilă (lut) (*3*); *h* — moloane(*1*); piatră spartă (*2*); strat de cărămizi (*3*); argilă (lut) (*4*); *i* — anrocamente de acoperire (*1*); filtru invers (*2*); *j* — anrocamente de acoperire (*1*); strat de pietriș (*2*), țesătură de nylon (*3*); *k* — acoperire de protecție (*1*), strat pe protecție (benzi Azobé) pentru acoperirea filtrului din material plastic; *l* — anrocamente de acoperire (*1*); saltele filtrante sau alte materiale (*2*); *m* — anrocamente de acoperire (*1*), nisip bituminizat (*2*); *n* — pietriș mărunt parțial legat cu mortar; *p* — blocuri de beton cu țesătură de nylon; *q*—țesături de nylon umplute cu beton

subțiri de 0,20...0,30 m bine compactate. Sînt indicate amestecurile de nisip, pietriș și argilă, iar pentru ultimul strat, materialele mai grosiere care rezistă mai bine forțelor de antrenare ale curenților și valurilor.

Se folosesc cilindrii compresori simpli sau picior de oaie, care pot lucra și transversal pe taluze, fiind trași de pe mal cu trolii, utilaje cu dispozitive de batere sau vibrare etc. Pantele taluzurilor mai mici de 1 : 3 ușurează operațiunile de așternere și compactare a pămîntului îmbrăcămintii.

Dacă terenul natural îndeplinește condițiile necesare se poate face numai o compactare a pereților cunetei excavată la dimensiuni ceva mai mici.

Îmbrăcămințile de pămînt compactat sînt elastice, ieftine și ușor de executat. Ele au însă o rezistență redusă la eroziune și pot fi deteriorate de ancore, eventual de găurile făcute de diferite animale, rădăcini de plante etc.

Îmbrăcămințile de pămînt stabilizat cu ciment (beton de pămînt) realizează o impermeabilizare, stabilizare și o rezistență la eroziune a taluzelor și fundului canalului mult mai bune decît pămîntul compactat.

Sînt indicate pămînturile necoezive cu un conținut mai mare de particule fine (10...35%) cum sînt nisipurile argiloase.

Pămîntul stabilizat se obține prin amestecarea pămîntului rezultat eventual chiar din săpăturile canalului cu ciment, în proporție de 0,8... 1,5 kN/m^3 (80...150 kgf/m^3) în malaxoare sau prin metode manuale. Stratul de protecție de 10...15 cm grosime se așterne pe taluz cu utilaje speciale (cofraje alunecătoare etc.).

Îmbrăcămintea rezultată este însă relativ scumpă, puțin elastică și expusă deteriorării prin contracție și tasări. De aceea această îmbrăcăminte, ca și toate celelalte îmbrăcăminți cu pămînt stabilizat prin silicatizare, petrolizare, salinizare etc., are o utilizare redusă în apărările de mal.

Îmbrăcămintea vegetală vie (fig. 5.2, *a*, *b*) se poate realiza prin însămînțare sau brăzduire. Dacă terenul nu este favorabil dezvoltării ierburilor se așterne un strat de teren vegetal de 15...25 cm grosime. Speciile de ierburi se aleg ținîndu-se seama de recomandările literaturii de specialitate și de rezultatele obținute în regiune.

Însămînțarea se face primăvara sau în perioada ploioasă a anului ; îmbrăcămintea vegetală începe a lucra efectiv numai din al 2-lea an de la însămînțare. Brăzduirea pe lat se execută continuu sau în careuri (cu goluri) ; benzile de brazde sînt în acest caz perpendiculare și formează cu linia malului un unghi de 45°. Brăzduirea în cap este mai rezistentă și servește în oarecare măsură și la consolidarea taluzului.

În unele cazuri se pot utiliza covoare înierbate. Peste o foaie de mase plastice se așterne un strat de turbă de 2...3 cm grosime ; dacă se utilizează îngrășăminte chimice și dacă iarba se taie de cîteva ori se obține un strat vegetal rezistent care se poate transporta pe amplasament sub formă de suluri de 0,8...1,0 m lățime și circa 10 m lungime.

Scanned with OKEN Scanner

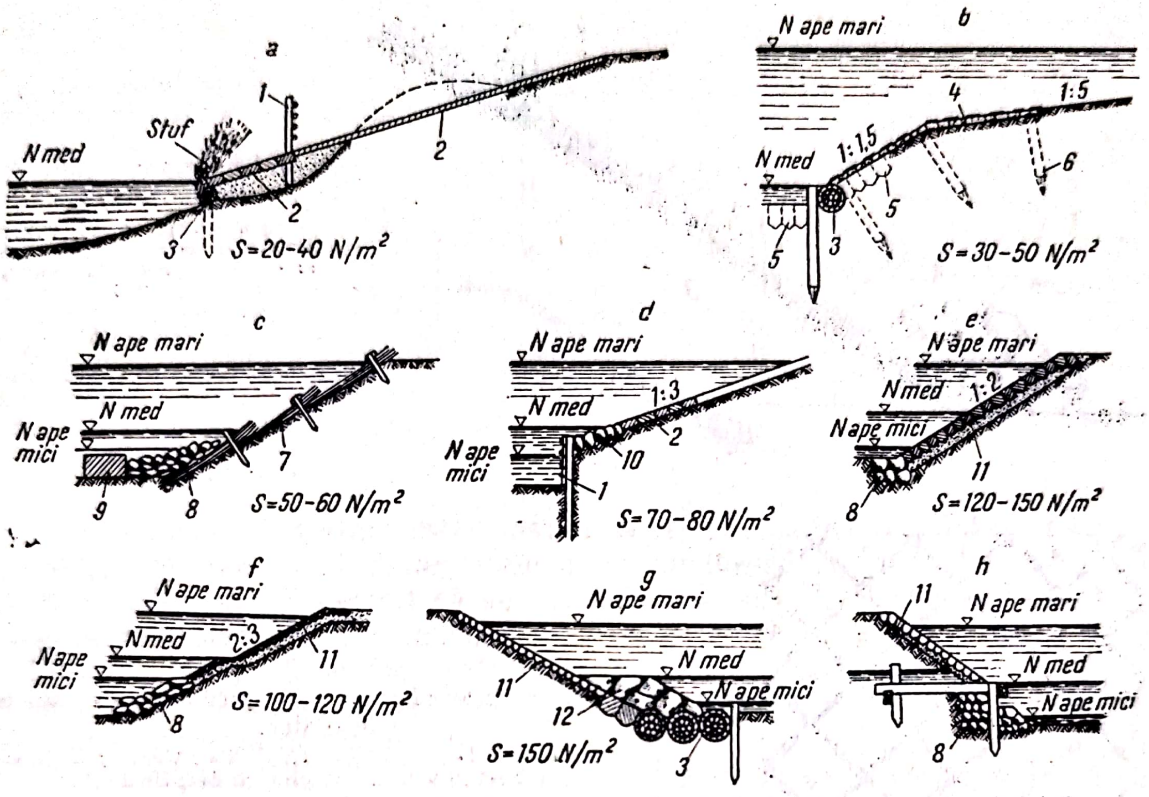


Fig. 5.2. Apărări şi consolidări de maluri pe funduri stabile sau puţin afuiabile:
a, b, c şi *d* — ape mari de scurtă durată, debit solid de mică importanţă; *e, f, g* şi *h* — ape mari de lungă durată, debit solid important.
1 — gard din împletitură de nuiele; *2* — brazde; *3* — suluri de fascine; *4* — brazde acoperite cu împletitură de sîrmă; *5*—fişii de pereu la fiecare 25 m; *6*—ţăruşi la fiecare 2 m, *l*=80 cm, cu Ø=6...8 cm; *7* — protecţie de nuiele; *8* — a nrocamente; *9* — bloc de beton; *10* — anrocamente zidite cu mortar de ciment; *11* — pereu uscat; *12* — blocuri grele de piatră, de acoperire.

Îmbrăcămintea vie nu poate rezista la viteze şi eforturi mari de antrenare ale curentului ; dacă perioada de inundare este mai lungă, vegetaţia moare prin asfixiere.

Îmbrăcămintea de nuiele (fascine) se realizează sub forma unui strat continuu de nuiele sau fascine (circa 20...30 cm grosime) orientate la 45° faţă de linia malului. Pentru a preveni spălarea taluzului şi alunecarea nuielelor se recomandă aşezarea sub acestea a unui strat continuu de brazde sau paie. Baza îmbrăcămînţii se asigură cu anrocamente, gărduleţe de nuiele simple sau duble umplute cu piatră etc. Fixarea pe taluz se face cu rigle sau fascine aşezate orizontal, cu ţăruşi etc. (fig. 5.2, *c*).

Îmbrăcămintea de nuiele se mai poate realiza şi cu ajutorul unor panouri gata împletite care se aşază pe taluz (fig. 5.3).

Taluzele puţin stabile şi atacate de curent se pot fixa cu gărduleţe împletite cu nuiele de 0,2...0,5 m înălţime, care formează un caroiaj cu laturi de 0,75...1,0 m. Ochiurile caroiajului se acoperă cu piatră spartă de diferite mărimi, care formează un filtru invers (fig. 5.4).

Scanned with OKEN Scanner

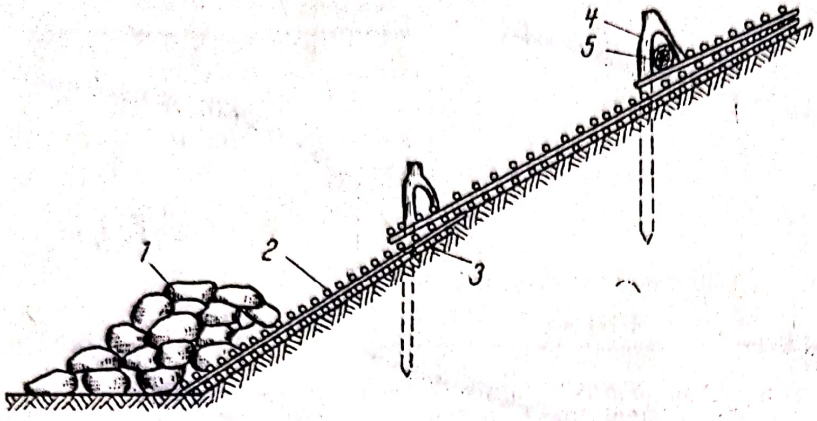


Fig. 5.3. Îmbrăcăminte din panouri împletite:
1 — anrocamente; *2* — împletituri de nuiele; *3* — strat de paie; *4* — țăruș cu cîrlig; *5* — bilă.

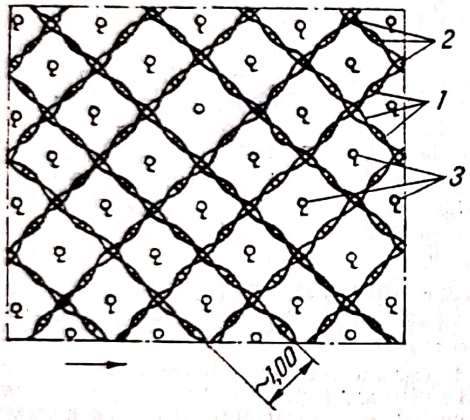


Fig. 5.4. Îmbrăcăminte din gărduleţe de nuiele (cleionaje):
1 — împletitură de nuiele; *2* — țăruș Ø 4...5 cm; *3* — puieți arbuști, eventual umplutură de piatră.

Îmbrăcămințile cu nuiele sînt expuse acțiunii gheţurilor şi putrezirii, de aceea ele au un caracter temporar.

Îmbrăcămințile de piatră (fig. 5.2, *d*...*h*) reprezintă o soluție economică dacă sînt realizate din piatră spartă aruncată în vrac pe taluz. Pentru a se obține bune rezultate este necesar ca mărimea anrocamentelor utilizate şi granulometria amestecului să asigure stabilitatea elementelor şi a terenului pe care sînt așezate.

Compania națională a Rhônului utilizează foarte mult anrocamentele în vrac pentru protecția taluzelor. Condițiile de lucru ale îmbrăcăminților sînt destul de grele dată fiind circulația foarte activă a navelor, valurile puternice produse de Mistral şi viteza curentului care la viituri poate atinge 4 m/s.

Timpul de îmbrăcăminte utilizat pe Rinul mijlociu (fig. 5.5) este alcătuit dintr-un simplu strat de anrocamente în vrac de 50 cm grosime ; panta taluzelor 1 : 3. Materialul are următoarele caracteristici granulometrice : 90% elemente mai grele de 0,1 kN (10 kgf), cel mult 10% elemente mai grele de 1,0 kN (100 kgf), dar mai mici de 1,5 kN (150 kgf) ; volumul golurilor este de circa 20%.

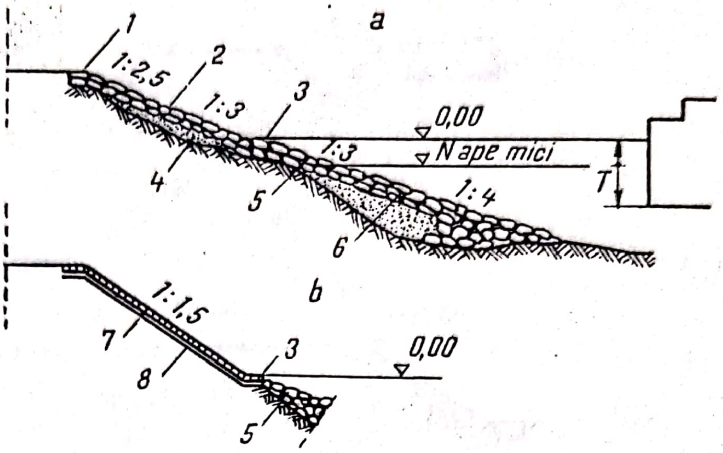


Fig. 5.5. Profil normal proiectat pentru amenajarea Rinului mediu.
a—construcție cu anrocamente: *1*—coronament din blocuri de beton de cel puțin 50 cm grosime; *2* — strat de anrocamente aruncate de 300...500 N/buc. (30...50 kgf/buc.) și 0,60...0,80 m grosime; *3* — bermă cu blocuri de beton de 1 m lățime; *4* — pietriș mare sau piatră spartă 30 cm grosime; *5* — strat de anrocamente aruncate de 500...800N/buc. (50...80 kgf/buc.) și 80... 100 cm grosime; *6* — piatră mare sau piatră spartă; *b* — construcție cu blocuri de beton, *7*—protecție din blocuri de beton; *8* — strat de piatră spartă.

Coeficientul de formă este astfel ales încît raportul dintre cea mai mare și cea mai mică dimensiune a blocurilor să fie mai mic decît 3. Aceste caracteristici permit să se prevadă suprapunerea pe îmbrăcăminte a cel puțin 2 straturi de blocuri.

Punerea în operă se face prin bascularea autocamioanelor de pe platforma superioară, pe taluz; împrăștierea și nivelarea se face cu buldozere care lucrează de sus în jos.

Îmbrăcămintea de piatră se mai poate realiza și prin așezarea regulată a elementelor mari de protecție peste un strat de piatră spartă. Se obține astfel un pereu uscat sau rostuit (fig. 5.6).

La pereurile uscate antrenarea pămîntului de dedesubt se împiedică printr-un filtru invers. Ca tip normal de filtru invers utilizat la pereurile de pe Dunărea inferioară trebuie considerat filtrul de 25 cm grosime alcătuit dintr-un strat de 10 cm nisip grăunțos și un strat de 15 cm piatră spartă cu diametrul mediu de 3 cm.

Dacă pereul este rostuit, se folosește un singur strat de 15...20 cm piatră spartă care servește la așezarea moloanelor și drenajul apelor din spate

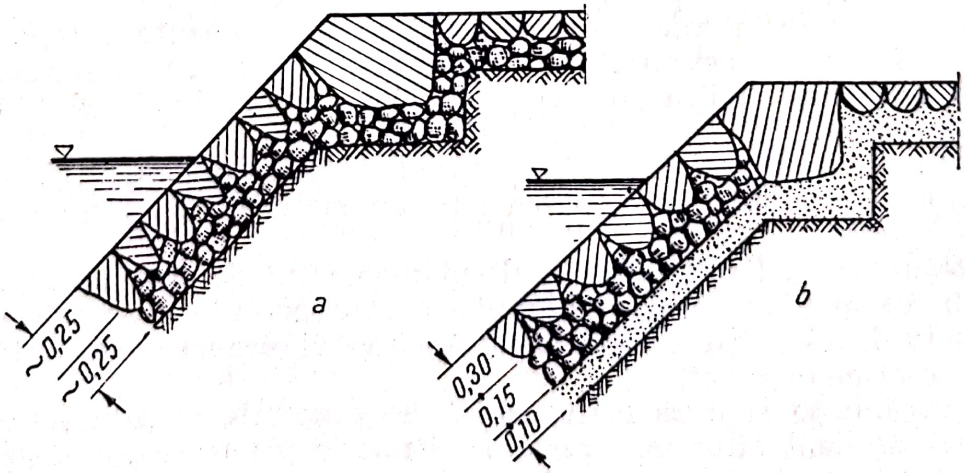


Fig. 5.6. Îmbrăcăminte din pereu:
a — rostuit; *b* — uscat.

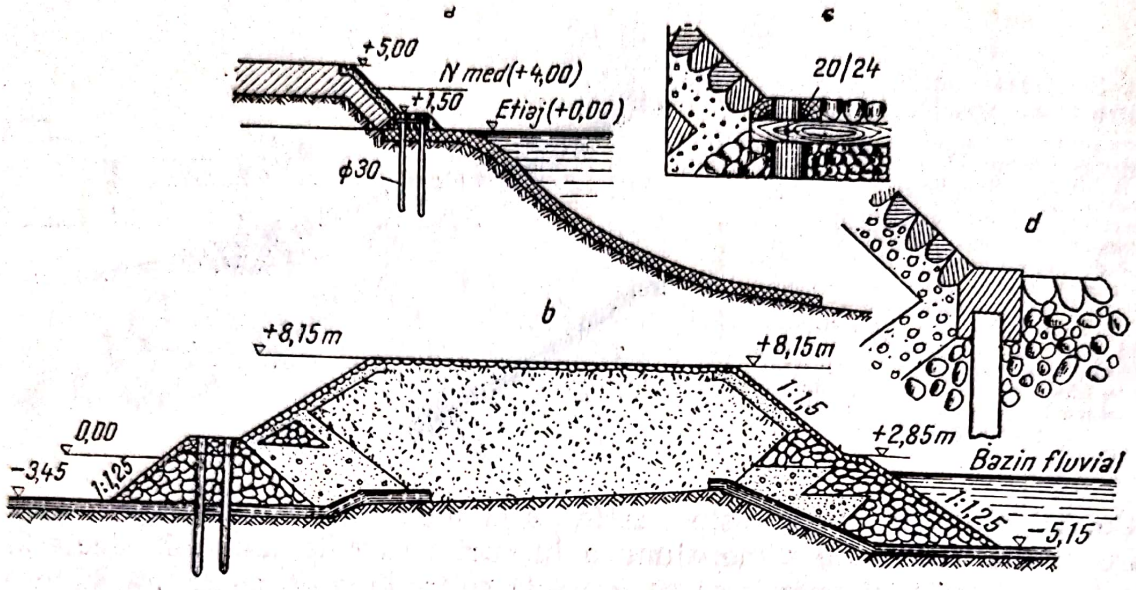


Fig. 5.7. Apărări de mal pe sectorul românesc al Dunării:
a — pereu la o platformă joasă; *b* — secțiune prin malul de la Cernavoda; *c*, *d* — detalii de rezemare pe piloți de lemn și beton armat.

spre partea inferioară a îmbrăcămințiii. Aceste pereuri nu sînt indicate decît pe taluzele bine tasate, stabilizate. În unele cazuri este preferabil ca pereul să se execute la început uscat, rostuirea urmînd a se face ulterior după completa tasare (pereuri pe umplutură).

La pereurile rostuite se utilizează de obicei moloane avînd fața aparentă cioplită. Dacă aceasta rămîne brută, pereul e mai puțin frumos, însă, avînd o rugozitate sporită, disipează mai bine energia valurilor și micșorează afuierile produse de curentul rîului.

Pe sectorul inferior al Dunării pereul este apărat la bază de un masiv de anrocamente mari de 1,5...2,5 kN/buc. (150...250 kgf) și o saltea de fascine de 20...30 m lungime și 1 m grosime (fig. 5.7). Îmbrăcămintea reazemă pe un sistem de piloți moazați (un șir, mai rar două) care-i asigură un reazem ferm chiar dacă masivul de anrocamente suferă tasări sau este dislocat de curgerea sloiurilor. Acest sistem de rezemare, deși relativ scump este indicat pentru apărările de mal înalte și puternic atacate de curent.

În figura 5.8 apărarea de mal (tip Cosmești) are baza asigurată de un șir de blocuri articulate care reazemă pe un masiv de anrocamente și o saltea de fascine.

Îmbrăcăminți cu lianți bituminoși. În momentul de față se utilizează din ce în ce mai mult lianții bituminoși care permit să se înlocuiască îmbrăcămințile clasice de anrocamente cu o îmbrăcăminte mai elastică, etanșă și ușor de executat.

O îmbrăcăminte asfaltică foarte simplă se poate obține prin așternerea unui strat de liant bituminos peste un strat de piatră spartă răspîndită și îndesată în prealabil pe taluz (fig. 5.1, *e*). Se obține astfel o îmbrăcăminte etanșă și rezistentă la acțiunea de antrenare a curentului.

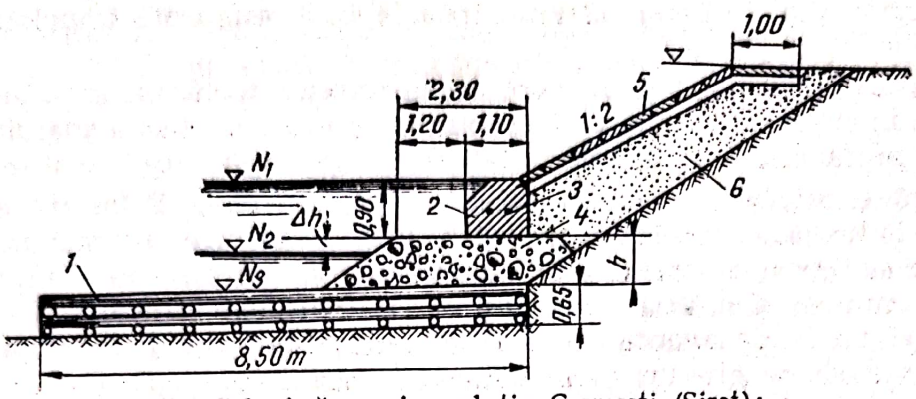


Fig. 5.8. Apărare de mal tip Cosmești (Siret):

1 — saltea de fascine; *2* — bloc de beton turnat pe loc, $l = 2{,}0$ m; *3* — fier rotund ∅ 16 mm pentru articularea blocurilor; *4* — masiv de anrocamente $d_m \geqq 0{,}04\, v^2$, de înălțime variabilă, funcție de adîncimea fundului și nivelul de lucru (minimum $2\, d_m$); *5* — pereu cu plăci de beton; *6* — umplutură; N_1 — nivel de curgere a ghețurilor; N_2 — nivel de lucru; Δh — rezervă; N_3 — fața superioară a saltelei (sub etiaj).

La recentele amenajări de pe valea Rhônului (căderea Vallabrègues) liantul bituminos a fost alcătuit din 88% nisip, 12% filer de calcar și 20% din greutatea agregatelor, bitum. Piatra spartă de 100...150 mm a fost răspîndită și îndesată pe taluz (panta 1 : 3) cu un buldozer ușor, într-un strat de 20 cm grosime. Cilindrarea, executată cu doi cilindri netezi de 3 tf uniți în tandem, a realizat în final un procent de goluri de circa 40%.

Masticul bituminos cu o temperatură de 190...230° a fost vărsat de pe creasta digului în jgheaburi de lemn și întins de echipele de lucrători în benzi longitudinale de 10...12 m lățime (în sensul liniei de cea mai mare pantă)

Cantitatea medie de mastic utilizată a fost de 1,45 kN/m² (148 kg/m²), cu o adîncime de pătrundere în stratul de piatră spartă de 18 cm.

Liantii bituminoși mai pot servi și pentru umplerea rosturilor dintre moloanele care formează stratul de protecție al îmbrăcămintii. În afară de etanșeitate, în acest fel, se obține și o bună solidarizare a elementelor (fig. 5.1, *c*).

Betonul asfaltic (fig. 5.1, *f*) este utilizat astăzi în mod curent pentru îmbrăcăminți de etanșeitate (diguri, canale în umplutură). Grosimea îmbrăcămintii variază de obicei între 6 și 8 cm. Cu un dozaj normal de 50% pietriș mărunt de concasare (calcar), 47% nisip, 3% filer și 8% din greutatea amestecului, bitum, se obține un beton bituminos cu o porozitate de 10...14% și un coeficient de permeabilitate de $1 \cdot 10^{-8}$...$1 \cdot 10^{-9}$ cm/s.

În timpul întinderii și compactării pe taluz, temperatura amestecului nu trebuie să scadă sub 120°.

Dacă terenul este slab, betonul bituminos se așterne peste un pat de piatră spartă sau de beton poros. În acest din urmă caz trebuie observat că dacă din cauza tasărilor betonul se sparge, protecția de etanșeitate nu mai poate urmări deformațiile și cedează.

Scanned with OKEN Scanner

Îmbrăcămințile de beton asfaltic trebuie bine asigurate împotriva subpresiunilor.

Din cauza dificultăților pe care le întîmpină turnarea asfaltului sub apă, în numeroase cazuri s-au întrebuințat pentru protecția malului plăci asfaltice prefabricate și saltele asfaltice confecționate pe uscat.

Datorită elasticității, costului relativ scăzut, posibilităților de execuție la scară industrială (prefabricare etc.) și de înlocuire a unor materiale deficitare sau greu de transportat (anrocamente, nisip), îmbrăcămințile cu lianți bituminoși sînt astăzi din ce în ce mai des utilizate. Totuși ele prezintă și unele dezavantaje destul de importante ca de exemplu pericolul degradării de ghețuri și de rădăcinile plantelor, pericolul alunecării pe taluze sub acțiunea greutății proprii, al înmuierii și curgerii pe taluzele cu înclinare mare (peste 1 : 1,5) la temperaturile ridicate din timpul verii.

Tasările inegale creează eforturi suplimentare în îmbrăcămințile asfaltice. Din această cauză racordarea acestora la anumite dispozitive fixe trebuie făcută așa fel încît să permită tasări diferențiate, fără riscul fisurării.

Fenomenul de fluaj depinde de mai mulți factori, dintre care cel mai important este gradientul termic. Temperatura la suprafață poate atinge sub acțiunea directă a razelor solare 60°, în timpul unui ger persistent poate coborî la —30°. Contracțiile termice sînt preluate de plasticitatea asfaltului. Trebuie însă acordată atenție și gelivității. Contrar îmbrăcăminților asfaltice etanșe (continui), îmbrăcămințile asfaltice deschise (de exemplu cele realizate prin impregnarea anrocamentelor cu beton) nu rezistă în bune condiții la ger decît dacă toți porii lor sînt umpluți cu apă.

La noi în țară îmbrăcăminți din saltele și plăci asfaltice la lucrările de regularizări de rîu s-au executat numai cu caracter experimental. Pe Siret s-a utilizat o saltea asfaltică armată cu o plasă de sîrmă pentru acoperirea corpului din anrocamente a unui epiu (fig. 4.35) ; pe Dunăre (brațul Sulina) s-a executat o îmbrăcăminte asfaltică pentru protejarea malului etc. Rezultatele obținute, deocamdată nesatisfăcătoare, nu au permis generalizarea acestui fel de îmbrăcăminți în R. S. România.

Îmbrăcămințile de beton și beton armat relativ costisitoare și care cer o execuție și întreținere îngrijită se utilizează de preferință pe canalele de aducțiune, în vecinătatea lucrărilor de artă, pe taluzele barajelor de pămînt și anrocamente, în sectoarele rîurilor cu viteze mari de curgere.

Prima condiție pentru reușita lor este împiedicarea tasărilor inegale ale taluzului. O altă condiție este împiedicarea înghețării și umflării pămîntului pe care reazemă (terenuri argiloase). Observațiile făcute arată că îmbrăcămințile de beton de 7,5 cm grosime împiedică înghețarea pămîntului pînă la —23°C (la această temperatură pămîntul îngheață pînă la 60 cm adîncime).

Îmbrăcămințile de beton simplu monolit turnat pe loc se așază pe un pat drenant bine compactat și nivelat, de 15...20 cm grosime. Turnarea

directă a betonului fără cofraje se poate face numai pe taluze cu panta de cel mult 1 : 2,5 ; grosimea îmbrăcămintii variază de la caz la caz între 10 și 20 cm. Betonul utilizat trebuie să fie foarte compact pentru limitarea gelivității. De aceea este indicat să se prevadă dozaje mai mari de ciment, de 2,0...2,5 kN/m^3 (200...250 kgf/m^3), adaosuri de plastifiante etc. care să mărească impermeabilitatea, rezistența la îngheț și uzură și plasticitatea betonului. În măsura posibilităților, betonul trebuie vibrat. Îmbrăcămințile de beton executate cu un conținut redus de ciment de 0,8...1,2 kN/m^3 (80...120 kgf/m^3) pot fi impermeabilizate prin torcretare.

Distanța între rosturile de construcție variază între 3...7 m, suprafețele delimitate fiind de 25...40 m^2. Aceste rosturi au 2...3 cm lățime și se dispun longitudinal și transversal pe taluz. Rosturile de dilatație se fac la distanțe mult mai mari (20...30 m), în funcție de diferențele de temperatură la care trebuie să lucreze și se prevăd numai după linia de cea mai mare pantă.

Îmbrăcămințile de beton armat turnat pe loc sînt caracteristice zonelor foarte solicitate de curenți și valuri și unde sînt de așteptat tasări importante. Armătura se așază la mijlocul secțiunii, dacă grosimea plăcii este sub 15 cm, și în două rînduri pentru grosimi mai mari, procentul de armare pentru ambele direcții fiind cuprins între 0,3...0,5%. Rosturile de construcție se prevăd la 10...15 m, cele de dilatație la 20...25 m.

Plăcile prefabricate sînt de obicei pătrate ; lungimea laturilor variază între 0,5...2,5 m, iar grosimea între 6...25 cm în funcție de condițiile de lucru și de posibilitatea de punere în operă [56].

Din cauza eforturilor suplimentare la care sînt supuse în timpul transportului, plăcile prefabricate se armează aproape întotdeauna. Grosimea lor minimă este condiționată de asigurarea armăturii împotriva coroziunii și de rezistența plăcii. Din cauza rosturilor mai numeroase și a contactului imperfect dintre plăcile prefabricate și stratul drenant, este recomandabil ca acesta să fie mai gros (20...30 cm) și alcătuit în formă de filtru invers. Rosturile pot fi închise (etanșe) sau deschise. În acest din urmă caz, pentru împiedicarea sufoziilor, se pot prevedea fîșii de filtru invers numai de-a lungul rosturilor.

În figura 5.9, *a* se arată o îmbrăcăminte de plăci de beton găurite prin care se trec sîrme (cable zincate) de solidarizare și care se fixează la partea superioară a taluzului. Îmbrăcămintea este flexibilă și durabilă, principalul avantaj constînd în posibilitatea realizării ei sub apă.

Plăcile din figura 5.9, *b*, studiate în laboratorul St. Anthony Falls din Minneapolis, au fost utilizate cu foarte bune rezultate pe rîurile cu caracter torențial și cu regim greu de ghețuri din districtul New York. În orificii crește vegetația sau se umplu cu piatră. S-a constatat că dacă la baza taluzului se asigură o bună rezemare, sistemul de plăci (400 N/buc., adică 40 kg/buc.) nu mai are nevoie de o altă fixare. Îmbrăcămintea obținută în acest fel sporește foarte mult rugozitatea albiei, este elastică, ușoară și ieftină (plăcile nu s-au armat).

Scanned with OKEN Scanner

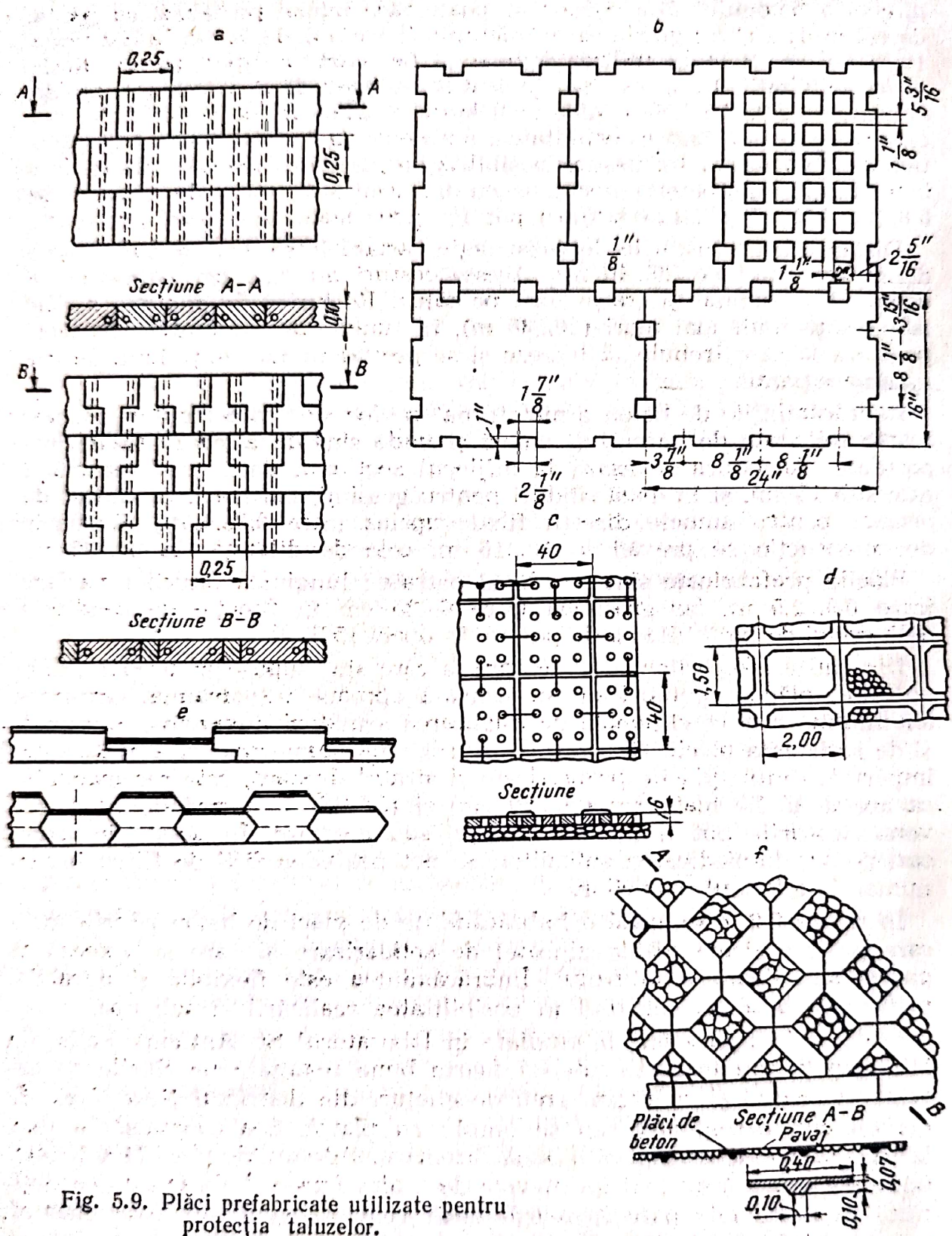


Fig. 5.9. Plăci prefabricate utilizate pentru protecția taluzelor.

Plăcile din figura 5.9, *c* prevăzute cu găuri circulare permit ieşirea apei de infiltraţii din taluze, ceea ce conduce la diminuarea subpresiunilor.

În figura 5.9, *d* protecţia taluzului se face cu rame de beton care se încastrează în taluz şi se umplu parţial cu piatră. Un sistem asemănător însă în formă de cutie goală (ramă cu fund) a fost studiat de Institutul de construcţii hidraulice al Academiei poloneze de ştiinţe, pentru protecţia unor taluze atacate de valuri. Elementele cu dimensiuni diferite, din plăci de 4·0,9 m şi 4·1,2 m, aveau nervuri de 10 cm, respectiv 15...20 cm înălţime. Datorită frecărilor mari create de nervuri şi a maselor de apă reţinute în golurile compartimentelor, se obţine o substanţială reducere a înălţimii de deferlare, a vitezelor şi energiei de mişcare a valului pe taluz. La aceasta contribuie şi faptul că prin întîrzierea mişcării, masele de apă care coboară întîlnesc chiar pe parcursul taluzului valul următor. Volumul unui element de acest fel nu reprezintă decît 55...68% din volumul unei plăci obişnuite.

În figura 5.9, *f* se arată o îmbrăcăminte mixtă cu elemente de beton şi piatră. Pentru o mai bună încastrare în teren, plăcile sînt prevăzute cu mici nervuri.

Elementele din figura 5.9, *e* prin proeminenţele lor contribuie la deferlarea valului şi la reducerea înălţimii de ridicare a acestuia pe taluz.

În figurile 5.10 şi 5.11 se arată două tipuri de apărări de mal cu îmbrăcăminţi din dale de beton. Ambele lucrări nu se pot executa decît la uscat sau la niveluri foarte joase.

Îmbrăcămintile din mase plastice, datorită calităţilor fizico-mecanice, posibilităţilor de realizare la scară industrială, uşurinţii de transport şi punere în operă, precum şi costului relativ scăzut au căpătat în ultimul timp o mare dezvoltare. Mai frecvent se utilizează policlorura de vinil (PVC) şi polietilena.

Fibrele de sticlă (oxizi topiţi), care în multe cazuri intră în alcătuirea îmbrăcămintilor, constituie elementul principal de rezistenţă (la întindere) al acestora. Din fibre de sticlă se execută saltele şi ţesături care pot înlocui cu succes filtrele inverse.

Îmbrăcămintile din mase plastice se aşază pe un pat bine nivelat, de obicei pe un strat de nisip. Pentru a împiedica alunecarea lor pe taluze,

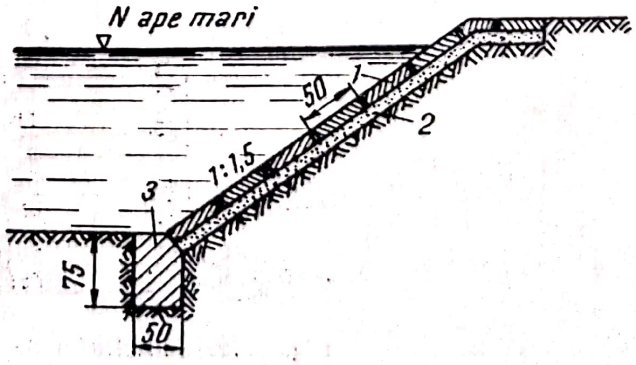


Fig. 5.10. Apărare de mal cu dale de beton armat:
1 — dale de beton armat 50 · 50 · 10 cm; *2* — pat de pietriş 15 cm; *3* — bloc de beton de fundaţie.

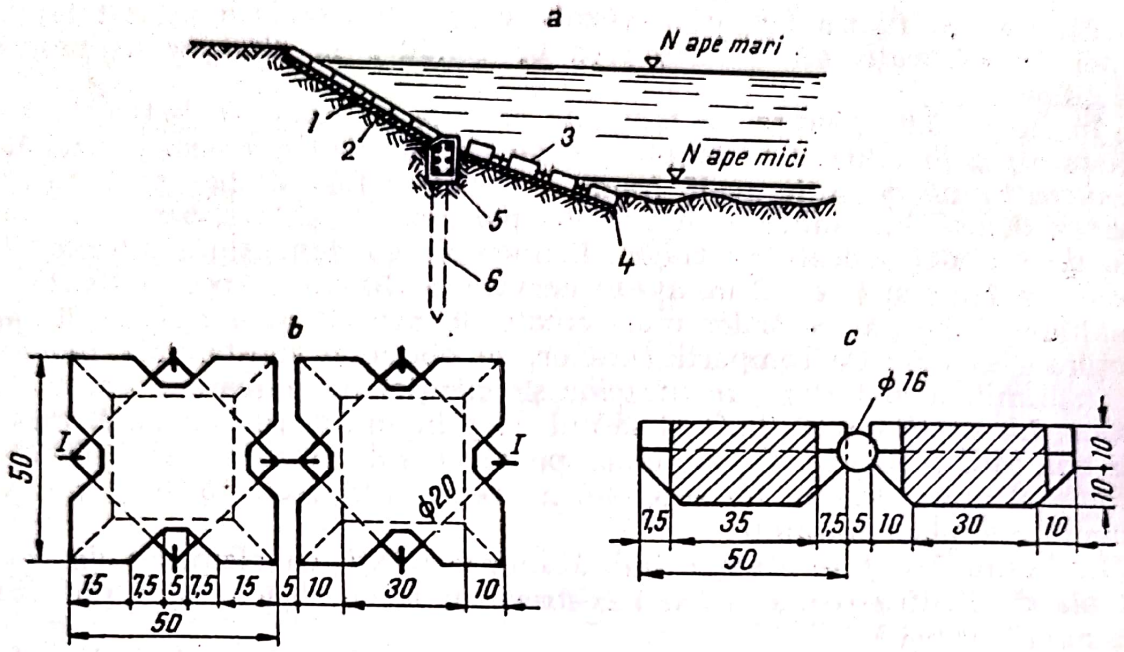


Fig. 5.11. Apărare de mal cu dale şi saltea de beton:
1 — dale de beton 40 · 40 · 15 cm; *2* — nisip 10 cm; *3* — saltele de beton armat; *4* — pietriş ciuruit; *5* — grindă de beton armat 100 · 120 cm; *6* — piloţi de beton armat ∅ 25 cm, *l* = 3 m.

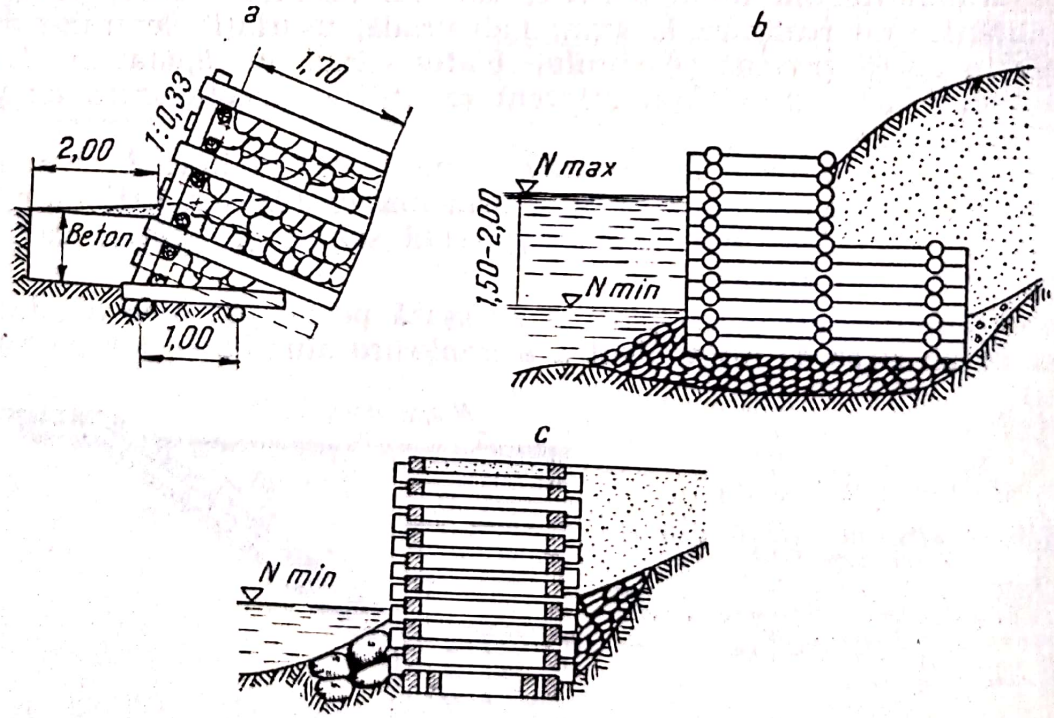


Fig. 5.12. Consolidări de mal cu căsoaie.

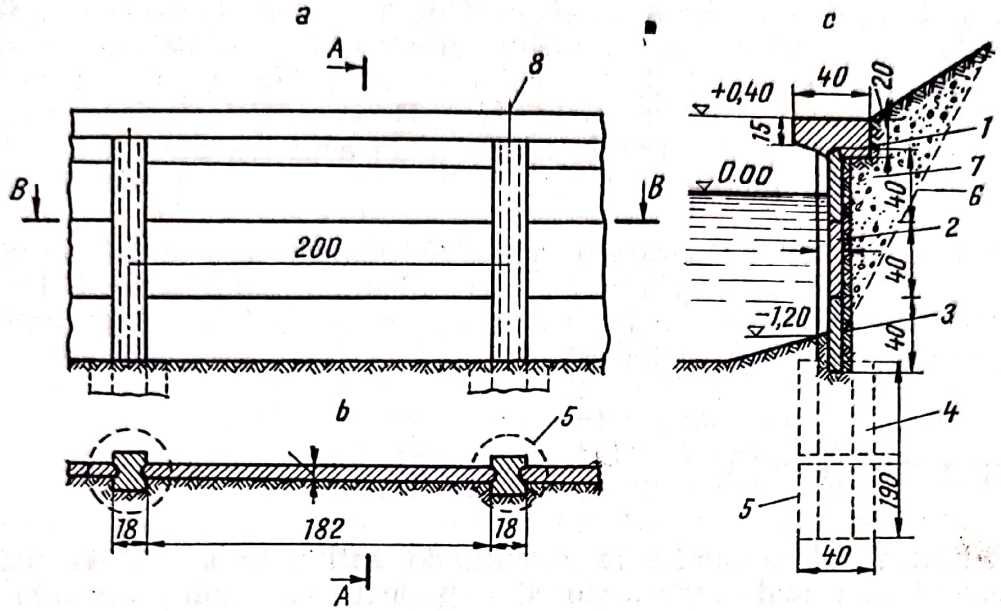


Fig. 5.13. Apărare de mal pe lacurile Capitalei:

a — elevație; *b* — secțiune *B* — *B*; *c* — secțiune *A* — *A*.

1 — grinda sparge-val turnată pe loc; *2* — plăci prefabricate din beton armat (7 · 40 · 200 cm); *3* — stîlpi prefabricați din beton armat plantați prin forare; *4* — beton în fundație B_{50}; *5* — burlan de foraj (Ø 400 mm); *6* — linia veche a malului; *7* — umplutură de argilă; *8* — rost de dilatație la 24 m.

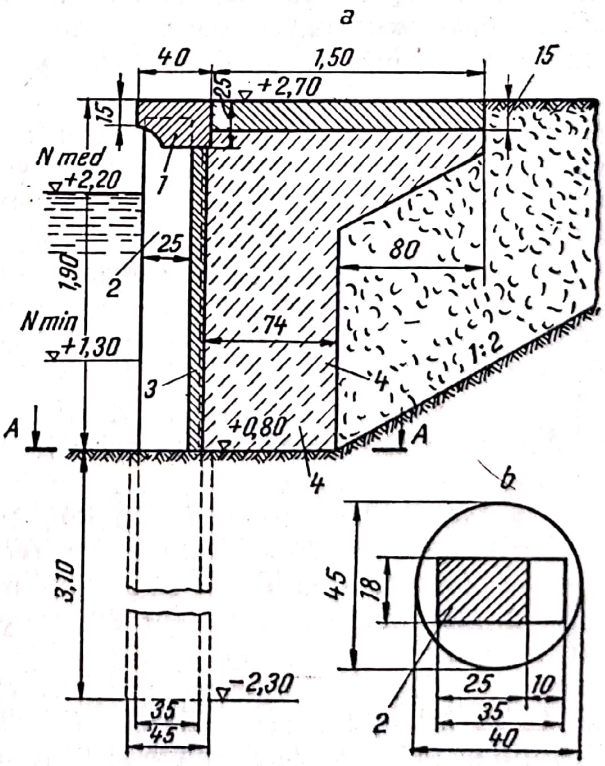


Fig. 5.14. Apărare de mal de pe lacul Siutghiol:

a—secțiune transversală; *b* — secțiune *A*—*A*.

1 — grinda sparge-val din beton turnat pe loc; *2* — pilot din beton armat prefabricat B_{300} montat în tub metalic (Ø450)mm introdus prin forare; *3* — plăci prefabricate din beton (2,00 · 1,65 · 0,10 m); *4* — pămînt stabilizat cu ciment (5%).

panta acestora trebuie să fie mai mică de 1 : 3; eventual ele pot fi ancorate la partea superioară. Datorită grosimii lor reduse (cîțiva centimetri), aceste îmbrăcăminți sînt vulnerabile la lovituri și pot fi străpunse de ancore, rădăcini de plante etc. De aceea, ele trebuie acoperite cu un strat de protecție care le apără și de acțiunea directă a soarelui și le asigură și umiditatea necesară. Este indicat ca în prealabil taluzele să fie tratate cu ierbicide.

Apărările de mal cu parament vertical realizate sub formă de zid de sprijin, pereți de palplanșe etc. fac obiectul unui studiu separat. În figurile 5.12, 5.13 și 5.14 se dau cîteva tipuri mai des întîlnite în regularizările de rîu și amenajarea lacurilor.

5.3. FILTRUL INVERS

Stabilitatea hidrodinamică la curenții de infiltrație constituie una din problemele cele mai importante ale apărărilor de mal. Pericolul cel mai mare apare în zonele de contact dintre teren și patul drenant al îmbrăcămințiii, în zonele de contact ale acestuia cu ecranele de etanșare alcătuite din argilă, de-a lungul diferitelor lucrări de drenaj etc.

Pierderea stabilității hidrodinamice a straturilor de pămînt se datorește unor cauze complexe : mecanice, fizico-chimice (dizolvarea unor substanțe cu rol de liant), modificări în distribuția forțelor de contact între particule, modificări structurale la nivel de moleculă etc. [18].

Din toate acestea, cele mai importante sînt cauzele mecanice. Presiunea hidrodinamică a apei de infiltrație, la care se adaugă subpresiunea, poate atinge local sau în anumite zone ale masivului de pămînt valori atît de ridicate încît forțele de antrenare învinge forțele de stabilitate (greutatea proprie, forțele de contact și de încleștare, frecările, coeziunea, forțele electro-moleculare etc.). Antrenarea în masă este cunoscută sub denumirea de *refulare* sau antrenare hidrodinamică, antrenarea particulelor fine sub denumirea de *sufozie*.

Experiența a arătat că dacă volumul maxim al particulelor antrenate nu depășește pe cel corespunzător lui d_3, stabilitatea masivului de pămînt nu este periclitată.

În urma analizei și experimentării unui mare număr de terenuri, I s t o m i n a a stabilit următoarele criterii aproximative pentru recunoașterea pericolului de antrenare :

— la pămînturi cu $N = d_{60}/d_{10} \leqslant 10$ pierderea stabilității hidrodinamice are loc în general sub formă de antrenare în masă (refulare) ;

— la pămînturi cu $N \geqslant 20$ se produc numai sufozii ;

— la pămînturi cu $10 < N < 20$ se pot produce fie sufozii, fie antrenări în masă.

Pentru a împiedica antrenarea în masă a particulelor de pămînt se utilizează în mod curent filtrele. S i c h a r d clasifică filtrele în straturi filtrante și în filtre de drenare și tubulare.

Scanned with OKEN Scanner

Straturile filtrante se execută vertical, înclinat sau orizontal, fenomenele de filtrație putîndu-se produce transversal, în lungul lor sau mixt.

Se deosebesc filtre uniforme alcătuite dintr-un singur strat cu granule de aceeași mărime, filtre sortate alcătuite din 2...4 straturi avînd raportul diametrelor medii care alcătuiesc stratele succesive egal cu maximum 1 : 4,5 și filtre amestecate (neuniforme).

În categoria *filtrelor de drenare* și *tubulare* intră filtrele drenante orizontale care se execută în șanțuri înguste umplute cu pietriș sau piatră spartă, puțurile din nisip sau pietriș executate prin foraj pentru reducerea presiunii apei sub construcții, filtrele tubulare verticale și orizontale.

Compoziția granulometrică a filtrelor inverse (straturi filtrante) trebuie să împiedice pătrunderea particulelor pămîntului protejat în filtru și invers, să asigure necolmatarea filtrului (permițînd totuși trecerea împreună cu curentul de infiltrație a particulelor a căror eliminare nu provoacă deformații importante în pămîntul protejat); de asemenea, să prevină sufozia straturilor filtrului.

Grosimea straturilor filtrante trebuie stabilită în așa fel încît să formeze un corp care să poată prelua solicitările exterioare ; de asemenea trebuie avut în vedere și modul lor de execuție.

În cazul unei filtrații verticale de sus în jos, grosimea stratului filtrant se poate lua $\delta \geqslant 8\ D_{50}$, dacă materialul este rulat și $\delta \geqslant 6\ D_{50}$, dacă materialul este colțuros (Istomina).

H. G. Arthur dă următoarele criterii pentru dimensionarea filtrelor inverse stabilite inițial de Terzaghi și care se pot utiliza pentru nisipuri și pietrișuri naturale sau piatră spartă concasată, precum și pentru filtre uniforme sau cu granulometrie continuă folosite la drenuri :

$$a)\ 5 \leqslant \frac{D_{15}}{d_{15}} \leqslant 40; \quad b)\ \frac{D_{15}}{d_{85}} \leqslant 5; \quad c)\ \frac{D_{85}}{a} \geqslant 2.$$

Prima inegalitate exprimă condiția ca forțele hidrodinamice din filtru să fie reduse, a doua și a treia — condiția ca materialul protejat să nu treacă prin porii filtrului, respectiv prin orificiile drenante (de diametru maxim *a*).

D, d reprezintă diametrele particulelor filtrului, respectiv ale pămîntului protejat. Curba granulometrică a filtrului trebuie să fie aproximativ paralelă cu cea a terenului de bază.

În *Earth Manual* (Bureau of Reclamation, 1968) se dau următoarele recomandări pentru alcătuirea filtrelor :

— filtru cu granulometrie uniformă $5 < D_{50}/d_{50} < 10$;

— filtru cu granulometrie continuă, particule rotunjite (material rulat) $12 < D_{50}/d_{50} < 58; \quad 12 < D_{15}/d_{15} < 40;$

— filtru cu granulație continuă, particule colțuroase (piatră spartă) $9 < D_{50}/d_{50} < 30; \quad 6 < D_{15}/d_{15} < 18.$

Dacă sînt necesare mai multe straturi filtrante, trebuie luate în considerare aceleași criterii, filtrul mai fin fiind considerat drept teren.

Scanned with OKEN Scanner

5.4. STABILITATEA ŞI DURABILITATEA ÎMBRĂCĂMINŢILOR

Factorii care influenţează stabilitatea şi durabilitatea îmbrăcămin-ţilor sînt :

— greutatea proprie şi împingerea pămîntului din spate (pante mari);

— curentul de curgere ; viteza acestuia pe cursurile de apă navigabile este relativ scăzută pînă la 1,0...1,5 m/s ; la viteze mai mari, navigaţia se face greu şi este neeconomică. Pe fluvii şi rîuri însă în timpul apelor mari, vitezele pot depăşi 4...5 m/s ;

— valurile de vînt ; acţiunea acestora este importantă mai ales pe marile lacuri de acumulare, pe aliniamentele lungi şi în general pe orice suprafaţă mare de apă expusă vînturilor puternice pe lungimi mai mari de 2...3 km ;

— curentul de întoarcere şi sistemul de valuri (valurile de sillage) care însoţesc nava ;

— valurile produse de elice ; deşi cu efect local (la punctele de acostare) importanţa acestora creşte cu puterea motoarelor. În special sistemele de propulsie a navelor împingătoare şi în general a tuturor celor cu jet de apă orientabil, pot produce importante stricăciuni apărărilor de mal, mult sub nivelurile apei ;

— curenţii hidrodinamici de infiltraţie care se produc din cauza diferenţei de nivel dintre pînza freatică şi apa din canal. Aceşti curenţi capătă o importanţă deosebită mai ales în cazul variaţiilor rapide de nivel ale apei din canal la trecerea navelor, la goliri bruşte ale canalului etc. ;

— îngheţul ; gheaţa compactă şi sloiurile, datorită înclinării relativ mici a taluzelor (1 : 2, 1 : 3) se urcă pe acestea şi se sparg. Împingerea orizontală a gheţei nu reprezintă în acest caz decît o mică fracţiune din valoarea împingerii pe o construcţie cu parament vertical. Acţiunea cea mai importantă este acţiunea de dislocare şi uzură a elementelor care alcătuiesc îmbrăcămintea. Deosebit de periculoasă este şi acţiunea de dislocare produsă de îngheţul apei în interstiţiile îmbrăcămin-ţii şi de sub aceasta ;

— substanţele chimice dizolvate în apă ; acestea influenţează în special elementele de beton. Reziduurile de păcură şi alte produse petroliere provenite de la nave influenţează mai ales îmbrăcămin-ţile asfaltice. Trebuie luate în considerare şi acţiunile foto-chimice (asupra materialelor sintetice), biochimice şi electrochimice (cînd se utilizează materiale diferite) ;

— vegetaţia şi factorii organici.

Acţiunea valurilor de vînt asupra construcţiilor hidrotehnice portuare cu parament vertical şi înclinat şi determinarea elementelor valurilor de vînt pe suprafeţele întinse ale mărilor şi oceanelor se găsesc tratate în lucrări de specialitate [42].

Pentru apele interioare elementele valurilor se pot calcula cu relaţiile lui Andreanov :

$$2h = 0{,}0208\ w^{5/4} D^{1/3};\quad 2L = 0{,}304\ wD^{1/2} \qquad (5.1)$$

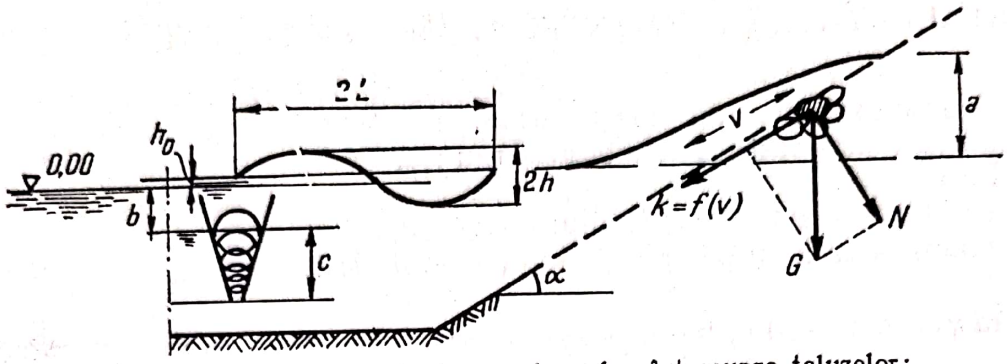


Fig. 5.15. Influența valurilor produse de vînt asupra taluzelor:
a — înălțimea de ridicare pe taluz a valului deferlat; *b* — căderea nivelului la întoarcerea curentului; *c* — adîncimea influențată de valuri.

Înălțimea valului $2h$ se explimă în metri, viteza vîntului w în m/s, fetchul D în km. Formulele sînt aplicabile pentru 3 km $<D<$30 km și w=5...15 m/s.

Supraînălțarea nivelului mediu al valurilor față de nivelul apei liniștite este (fig. 5.15) :

$$h_0 = \frac{\pi}{4}\,\frac{h^2}{L}. \qquad (5.2)$$

Distribuția presiunilor valului de vînt pe taluz poate fi evaluată cu ajutorul diagramei din figura 5.16. Presiunea maximă în punctul de izbire B, în cazul unui taluz cu înclinarea 1 : 2 are valoarea p=2,5 $K\gamma h$ (K= 1,7...2,0). Lungimile ε pe care se exercită presiunile sînt ε_1=0,025 S, ε_2=0,065 S, ε_3=0,053 S și ε_4=0,135 S, în care

$$S = \frac{(2L)\operatorname{ctg}\alpha}{2\sqrt[4]{\operatorname{ctg}^2\alpha - 1}}, \quad \text{pentru } \operatorname{tg}\alpha = 1{:}2 \quad S = 1{,}5\,L$$

Înălțimea maximă de ridicare a valului pe taluz a=3,2 k ($2h$) tg α, cu k=1 pentru suprafețe netede și k=0,77 pentru suprafețe rugoase ($14° < \alpha < 45°$).

Subpresiunile care se produc la retragerea valului de pe taluz se pot considera egale cu p_a=0,42 γh pentru anrocamente și p_p=0,36 γh pentru pereuri de piatră sau plăci.

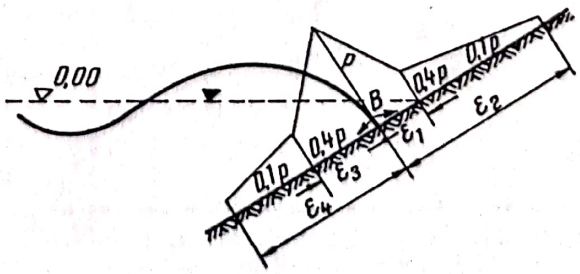


Fig. 5.16. Presiunea dinamică a valului pe taluz.

5.5. STABILITATEA ELEMENTELOR ÎMBRĂCĂMINȚII

Pentru stabilitatea de ansamblu a îmbrăcămințiii se deosebesc două cazuri, după cum aceasta este etanșă sau nu.

a) Îmbrăcăminte etanșă :

— condiția de stabilitate la plutire este $p \leqslant d\,\gamma_b \cos\alpha$;

— stabilitatea la alunecare pe taluz (fig. 5.17) este

$$(d\,\gamma_b \cos\alpha - p)\,\mathrm{tg}\,\varphi - d\,\gamma_b \sin\alpha \geqslant 0; \qquad p \leqslant d\,\gamma_b \cos\alpha \left(\frac{\mathrm{tg}\varphi - \mathrm{tg}\alpha}{\mathrm{tg}\,\varphi}\right),$$

în care p este diferența de presiune între două puncte situate deasupra și dedesubtul îmbrăcămințiii $p=(h_1-h_2)\gamma$, iar φ, unghiul de frecare între îmbrăcăminte și fundație sau unghiul de frecare interior al materialului necoeziv al îmbrăcămințiii.

b) Îmbrăcăminte permeabilă :

— condiția de stabilitate la plutire (fig. 5.18) este

$$\cos\alpha \sum_1^n [d_x\,(1 - m_x)\gamma_x + d_x m_x\,\gamma] \geqslant \gamma \left[\Delta H + \cos\alpha \sum_1^n d_x\right];$$

— condiția de stabilitate la alunecare pe taluz este

$$\sin\alpha \left\{\sum_1^n [d_x(1 - m_x)\,\gamma_x + d_x m_x\,\gamma] - \gamma \sum_1^n d_x\right\} \leqslant$$

$$\leqslant \mathrm{tg}\,\varphi \left\{\cos\alpha \sum_1^n [d_x\,(1 - m_x)\gamma_x + d_x m_x\,\gamma] - \right.$$

$$\left. - \gamma \left[\Delta H + \cos\alpha \sum_1^n d_x\right]\right\}, \qquad (5.3)$$

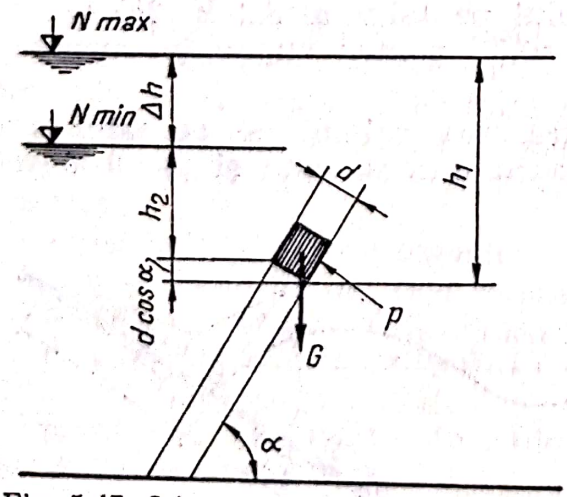


Fig. 5.17. Schema pentru calculul stabilității îmbrăcăminților etanșe.

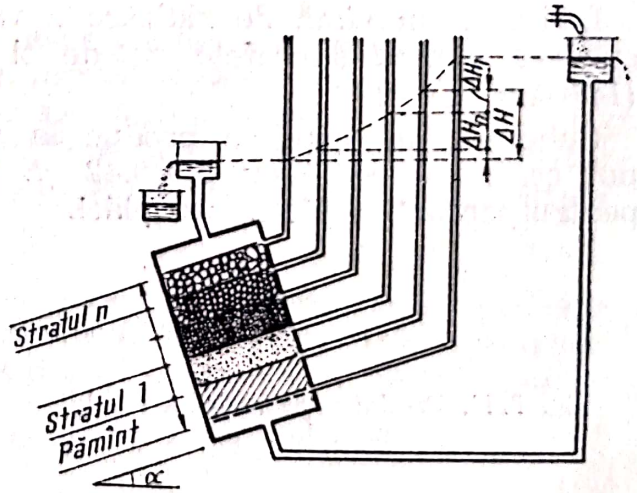


Fig. 5.18. Determinarea pierderilor de sarcină ΔH în filtru.

în care

d_x este grosimea unui strat al filtrului cu n straturi ;
m_x — porozitatea stratului în procente ;
γ_x — greutatea specifică a materialului din stratul x ;
ΔH — pierderea de sarcină în filtru.

Dimensiunile elementelor izolate se pot determina cu relațiile :

— curent paralel cu malul

$$d \geqslant \frac{\beta}{\Delta} \frac{v^2}{2g} \left[\frac{1}{\sqrt{1 - \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 \varphi}}} \right] [\text{m}], \qquad (5.4)$$

în care β este un coeficient care depinde de rugozitatea malului și turbulența mișcării $\beta = 0{,}7...1{,}4$; $\Delta = \frac{\gamma_b - \gamma}{\gamma}$;

v — viteza maximă a curentului de întoarcere produs de nave în combinație cu alte viteze din canal ;

— curent perpendicular pe mal produs de un val deferlat (fig. 5.15)

$$d \geqslant \frac{\delta}{\Delta} \left[\frac{(2h)}{\cos \alpha - \sin \alpha} \right] [\text{m}], \qquad (5.5)$$

în care $\delta = 0{,}2...0{,}3$ este un coeficient care depinde de panta taluzului și lungimea valului ;

— curent longitudinal malului combinat cu curenții de exfiltrație (elemente sub nivelul apei) :

$$d \geqslant \frac{\beta}{\Delta} \frac{v^2}{2g} \frac{1}{\sqrt{\left(\cos \alpha - \frac{i}{\Delta}\right)^2 - \frac{\sin^2 \alpha}{\text{tg}^2 \varphi}}} [\text{m}], \qquad (5.6)$$

în care $\beta = 0{,}7...1{,}4$; $i = \Delta H_x / d_x$.

Pentru zona taluzului din apropierea fundului, dimensiunile elementelor izolate ale apărărilor de mal se pot determina cu ajutorul diagramei din fig. 5.19.

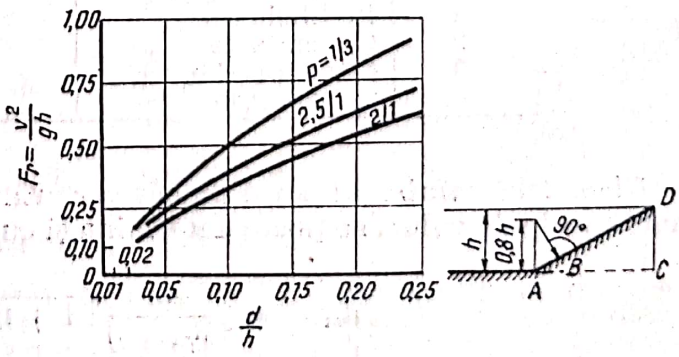


Fig. 5.19. Diagramă pentru determinarea dimensiunii anrocamentelor, pe porțiunea AB a taluzului (după centrul de studii și încercări Chatou) :

u — viteza curentului; h — adîncimea canalului; d — diametrul anrocamentelor; p — panta taluzului = AC/CD.

Verificări se pot face comparînd efortul de antrenare efectiv de pe taluz cu efortul critic de antrenare calculat cu diferite relații (cap. 2 sau tabelul 5.1). Trebuie ținut însă seama că efortul de antrenare pe taluz nu atinge decît cel mult 75% din valoarea $\tau_0 = \gamma h I$ a efortului de antrenare de pe fundul albiei.

Dacă sectorul este în curbă (mal concav), eforturile de antrenare critice (admisibile) se diminuează conform tabelului 5.2.

Tabelul 5.1

Eforturile critice de antrenare τ_c

Nr. crt.	Natura terenului (îmbrăcămintii)	τ_c	
		N/m²	(kgf/m²)
1	Ierburi însămînțate	9,8	(1,0)
2	Brazde, acțiune de scurtă durată . .	19,60... 29,43	(2,0... 3,0)
3	Idem, acțiune de lungă durată . . .	14,70... 17,70	(1,5... 1,8)
4	Brazde bine fixate cu țăruși (acțiune de lungă durată)	24,50... 29,43	(2,5... 3,0)
5	Garduri de nuiele, simple	39,20	(4,00)
6	Anrocamente mari fixate în gărdulețe, așezate pe filtre inverse	98,10... 117,50	(10,0... 12,0)
7	Pereu uscat alcătuit din moloane de 0,25...0,30 m coadă medie, așezate pe un filtru invers	78,40... 157,00	(8,0... 16,0)
8	Apărări cu gabioane	157,00... 196,20	(16,0...20,0)
9	Îmbrăcăminte de beton și beton armat, în funcție de grosimea plăcilor (0,04...0,20 m)	29,40... 68,50	(3,0... 7,0)
10	Saltele de fascine	29,40... 68,50	(3,0... 7,0)

Tabelul 5.2

Efortul de antrenare critic în albii sinuoase

Nr. crt.	Curba traseului	% din efortul critic de antrenare necesar pentru depozitele de pe fund	% din viteza medie
1	Rectiliniu	100	100
2	Curbură mică	90	95
3	Curbură medie	75	81
4	Curbură mare	60	78

Diametrul minim al anrocamentelor utilizate pentru protecția taluzelor atacate de valuri se poate determina și cu relația :

$$d_m = m\,\beta\,\frac{\gamma(2h)}{(\gamma_p - \gamma)}\sqrt{1 + \mathrm{tg}^2\,\alpha}\ \ [\mathrm{m}], \qquad (5.7)$$

în care :

m este un coeficient de siguranță egal cu 1,5...2,0 ;

β — coeficient egal cu 0,21 pentru anrocamente aruncate ; pentru anrocamente așezate regulat (pereu uscat) $\beta = 0{,}18$.

Pentru determinarea diametrului minim al anrocamentelor de protecție (anrocamente aruncate) s-au propus și numeroase alte relații. Una din acestea, relația lui M. Goldstein, este foarte apropiată de relația Hudson (WES Wicksburg) utilizată pentru dimensionarea blocurilor mantalei principale a digurilor de larg, de care nu diferă decît prin puterea factorului tgα (1,83 în loc de 1)

$$G = 0{,}3\ \gamma_p \left(\frac{\gamma}{\gamma_p - \gamma}\right)^3 (2h)^3\ \mathrm{tg}\ \alpha^{1{,}83}\ [\mathrm{kN/buc}]. \tag{5.8}$$

Grosimea minimă δ_m a plăcilor de beton se poate stabili cu relația lui M. Lupinschi :

$$\delta_m = c\,\frac{0{,}11\ \gamma\ (2h)}{(\gamma_b - \gamma)\sqrt{l}\ \cos\alpha}\ [\mathrm{m}], \tag{5.9}$$

în care :

c este un coeficient de formă variind de la 1,25 la 1,5 pentru înclinări ale taluzului de la 1 : 5 la 1 : 2 ;

l — latura plăcii, presupusă pătrată.

Din relația de mai sus rezultă că plăcile cu dimensiuni mai mari sînt mai stabile, de unde și tendința de a monolitiza pe amplasament mai multe plăci. Protecția cu plăci de beton cu rosturi deschise nu mai este stabilă pentru înclinări ale taluzului mai mari de 1 : 1,25.

Aplicația 1

Pereu uscat din moloane de 0,3 m coadă medie care reazemă la bază pe un masiv de anrocamente de 2,0...2,5 kN/buc. Viteza medie a curentului $u = 4$ m/s, adîncimea apei 5,0 m, panta taluzului masivului de anrocamente 1 : 2. Pereul este în aliniament, albia lată. Să se verifice stabilitatea apărării și elementelor sale.

Răspuns

$$\text{Cu } n = 0{,}033, \quad C = \frac{1}{n} R^{1/6} = 40;$$

$$u = C\sqrt{RI};\ RI = \left(\frac{4}{40}\right)^2;\ \tau_u = \gamma RI = 98\ \mathrm{N/m^2}$$

$$\tau_{efectiv\ pe\ taluz} = 0{,}75 \cdot 98 = 73{,}5\ \mathrm{N/m^2}$$

Din tabelul 5.1 rezultă că pentru un pereu uscat alcătuit din moloane de 0,25...0,30 m coadă medie, așezat pe un filtru invers, efortul critic de antrenare este τ_c —78...157 N/m². Pereul proiectat este deci stabil.

Scanned with OKEN Scanner

$\frac{u^2}{gh} = 0{,}33$. Pentru această valoare și panta 1 : 2 din diagrama 5.19 rezultă $\frac{d}{h} = 0{,}1$ sau $d = 0{,}1 \quad h = 0{,}5$ m. Cu un indice de volum $A = 0{,}5$ greutatea unei pietre cu $d = 0{,}5$ m este $G \geqslant 0{,}5 \cdot 26{,}5 \cdot 0{,}5^3 = 1{,}65$ kN.

$$d \geqslant \frac{\beta}{\Delta} \frac{v^2}{2g} \left[\frac{1}{\sqrt{1 - \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 \varphi}}} \right]; \quad \text{cu } \beta = 0{,}7; \ \Delta = 1{,}65$$

$$\operatorname{tg} \alpha = 1 : 2, \quad \alpha = 26°40'; \quad \sin \alpha = 0{,}45; \quad \operatorname{tg} \varphi = 0{,}7; \quad \varphi = 35°$$

$\sin \varphi = 0{,}57$, $d \geqslant 0{,}58$ m. Dacă în loc de $\beta = 0{,}7$ s-ar fi considerat $\beta = 0{,}8$, $d \geqslant 0{,}65$ m și $G \geqslant 3{,}60$ kN/buc. (360kgf/buc.)

În cazul unei bune așezări a anrocamentelor în masivul de bază (rugozitate și turbulență redusă) se poate admite G=2...2,50 kN/buc. (200...250 kgf/buc.).

Aplicația 2

Viteza vîntului $w = 15$ m/s, fetch $D = 4$ km, taluz 1 : 2. Să se determine dimensiunile minime ale îmbrăcăminții taluzului.

Răspuns :

Relația Andreanov: $2h = 0{,}0208\ w^{5/4}\ D^{1/3} \cong 1{,}0$ m.

$$2L = 0{,}304\ wD^{1/2} = 9{,}1 \text{ m}.$$

Înălțimea de ridicare a valului pe taluz:
— suprafață netedă (plăci, pereu rostuit) $a = 3{,}2\ k\ (2h) \operatorname{tg} \alpha = 1{,}6$ m;
— suprafață rugoasă (anrocamente aruncate) $a = 0{,}77 \cdot 1{,}6 = 1{,}2$ m.
Presiunea maximă a valului pe taluz $p = 2{,}5\, k \gamma h = 2{,}5 \cdot 2 \cdot 9{,}81 \cdot 0{,}5 = 24{,}5$ kN/m² (2,5 tf/m²)
Lungimile pe care se exercită presiunile pe taluz

$$S = \frac{(2L) \operatorname{ctg} \alpha}{2\sqrt[4]{\operatorname{ctg}^2 \alpha - 1}} = 7 \text{ m}$$

$$\varepsilon_2 + \varepsilon_4 = (0{,}065 + 0{,}135)\ S \cong 1{,}4 \text{ m}.$$

Subpresiunile maxime: anrocamente $p_1 = 0{,}21\ \gamma(2h) = 2{,}06$ kN/m², pereuri sau plăci $p_2 = 0{,}18\ \gamma(2h) = 1{,}76$ kN/m² (180kgf/m².)
— Dimensiunile anrocamentelor aruncate, coeficient de siguranță $m = 2$:

$$d_m = m\ \beta \frac{\gamma(2h)}{\gamma_p - \gamma} \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha} \sim 0{,}3 \text{ m}.$$

Dacă anrocamentele sînt așezate regulat (pereu uscat) $d_m = \frac{18}{21}\ 0{,}3 = 0{,}26$ m.

După relația M. Goldstein (anrocamente aruncate):

$$G = 0{,}3\ \gamma_p \left(\frac{\gamma}{\gamma_n - \gamma} \right)^3 (2h)^3 \operatorname{tg}^{1{,}83} \alpha = 0{,}48 \text{ kN/buc.} \ (50 \text{ kgf/buc.})$$

Scanned with OKEN Scanner

Cu un indice de volum $A = 0{,}5$

$$0{,}5 \cdot d^3 \cdot 26{,}5 = 0{,}48\text{kN} \qquad d \cong 0{,}34 \text{ m}.$$

După relația $d \geqslant \frac{\delta}{\Delta}\left[\frac{2h}{\cos\alpha - \sin\alpha}\right]$ rezultă $d \geqslant 0{,}35$ m ($\delta = 0{,}25$). Pentru anrocamentele aruncate se poate admite $d = 0{,}35$ m, pentru pereul uscat $d = 0{,}25$ m.

Grosimea plăcilor cu laturi de 1 m și cu un coeficient de siguranță ($c = 1{,}7$;

$$\delta_m = c\frac{0{,}11\ (2h)\gamma}{(\gamma_b - \gamma)\sqrt{l}\cos\alpha} = 0{,}15 \text{ m}$$

Greutatea plăcilor (sub apă) $G = 0{,}15 \cdot 14\,000 = 2\,100$ N/m², subpresiunea maximă, $p_p = 0{,}18\ \gamma(2h) = 1{,}78$ kN/m². Stabilitatea la plutire este deci asigurată.

S-a considerat un beton foarte bine compactat $\gamma_b = 24$ kN/m³. Cu un coeficient de siguranță de 1,5, grosimea plăcilor ar trebui să fie

$$\delta_p = \frac{1.5 \cdot 1{,}78}{14{,}2} \cong 20 \text{ cm}.$$

CAPITOLUL 6

LUCRĂRI DE REGULARIZARE CU CARACTER LOCAL

6.1. STRĂPUNGERI ŞI RECTIFICĂRI

În sectoarele unde traseul rîului este prea sinuos, nestabil şi cu adîncimi insuficiente, este necesar ca acesta să fie scurtat prin tăieri de coturi (străpungeri) şi rectificări. Odată cu mărirea adîncimilor şi coborîrea fundului albiei se îmbunătăţeşte curgerea gheţurilor şi apelor mari ; nivelul apelor subterane coboară, şi suprafeţe mari de teren, înainte necultivabile din cauza inundaţiilor, pot fi redate agriculturii. În acelaşi timp, pe rîurile mai mari, se pot realiza condiţiile unui bun şenal navigabil.

Din capitolele precedente s-a văzut că în trecut traseul rectiliniu a fost considerat, multă vreme, traseul cel mai favorabil de regularizare. Din această cauză, în multe împrejurări s-a abuzat de străpungeri şi rectificări radicale, rezultatele obţinute fiind dintre cele mai nesatisfăcătoare.

Ca exemplu poate fi dat fluviul Mississippi, al cărui traseu a fost scurtat în primele decenii ale secolului al XIX-lea cu circa 32 mile, fie prin tăierea naturală a unor coturi, fie prin rectificări de regularizare executate pentru nevoile navigaţiei vapoarelor cu abur. Ulterior însă, prin puternice eroziuni de mal, fluviul şi-a lungit din nou traseul, aşa că în preajma anului 1890 revenise la lungimea iniţială.

Prin tăierea coturilor se produc schimbări importante în regimul de curgere şi în configuraţia profilului longitudinal al fundului. Prin executarea tăieturii *BC* (figura 6.1) forţa de antrenare a curentului creşte. Afuierile din sectorul *BC* se vor întinde şi în amonte de *B*. Masele de apă, încărcate cu debit solid suplimentar, ajung în *C*, apoi în vechea albie. Aici, panta de curgere iniţială nu mai este suficientă pentru a transporta surplusul de debit solid ; se vor produce depuneri care se pot întinde mai departe şi în tăietură. Rezultă ridicări nedorite ale fundului şi rîul tinde să-şi lungească din nou traseul, revenind la echilibrul natural iniţial.

În multe cazuri însă în aval de punctul *C*, rîul are o pantă disponibilă suficient de mare pentru a antrena mai departe aluviunile suplimentare care sosesc din amonte. Un caz particular este acela cînd în punctul *C* s-ar găsi gura de vărsare a rîului, într-un alt rîu mai mare sau într-un fluviu cu o mare capacitate de antrenare. În acest caz, adîn-

Scanned with OKEN Scanner

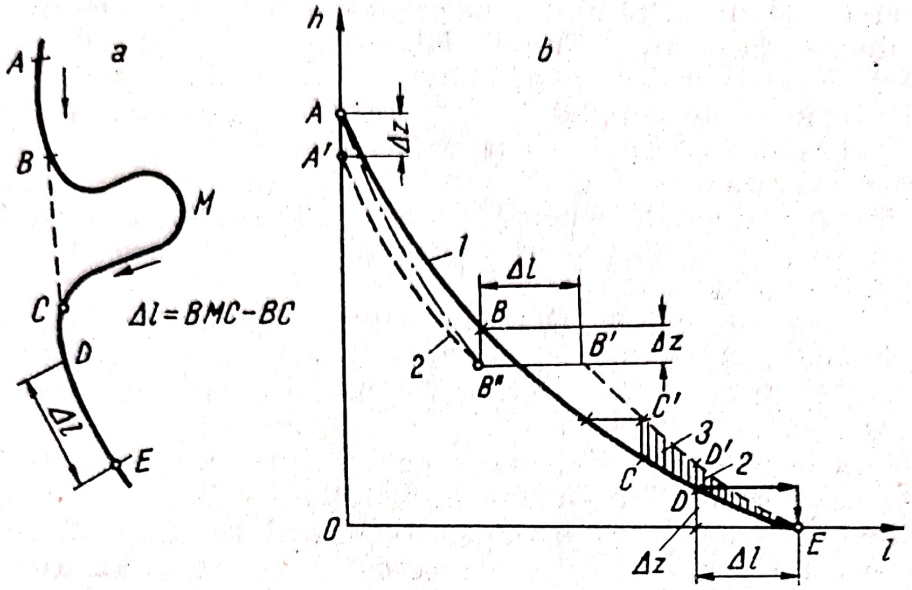


Fig. 6.1. Determinarea profilului longitudinal în cazul unei străpungeri:
a — traseul în plan; *b* — profilul în lung.
1 — vechiul profil; *2* — noul profil; *3* — supraînălțarea fundului.

cirile fundului albiei în amonte de punctul *C* și stabilitatea străpungerii sînt asigurate.

Luînd în considerație uzura aluviunilor tîrîte, se poate indica următoarea metodă grafică pentru construirea profilului longitudinal după rectificare.

Să presupunem că avem un sector de rîu *ABMCE*, pe care urmează a se face rectificarea *BC*. Lungimea vechiului traseu *ABMCE* prin această rectificare se micșorează cu Δl. Punctul *E* situat undeva în aval de rectificare este fie gura de vărsare a rîului, fie un punct oarecare, unde stabilitatea fundului albiei este asigurată. Prin micșorarea drumului parcurs cu Δl, aluviunile suferă o uzură mai mică. Aluviunile tîrîte care ajung acum la capătul sectorului în *E* sînt mai mari și au aceleași dimensiuni pe care le aveau aluviunile tîrîte pe vechiul traseu în punctul *D*, situat la distanța Δl, în amonte de *E*. Pentru ca noul profil longitudinal să fie stabil, trebuie ca panta fundului (asimilată cu panta de curgere) în punctul *E* să fie egală cu vechea pantă din *D*. Profilul albiei noi între punctul fix *B* și punctul *E* se obține deci printr-o dublă translație (Δz pe verticală și Δl pe orizontală) a curbei *BD* în *B'C'D'E*; între *B* și *E* noul profil are exact aceeași curbură ca vechiul profil între *B* și *D* și pe porțiunea *C'E* fundurile se supraînalță. În sfîrșit, deoarece scurtarea traseului provoacă deplasarea punctului *D* (profilul inițial) către punctul fix *E*, toată porțiunea de rîu situată în amonte de amenajare (*AB*) se va deplasa cu Δz în jos, în poziția *A'B''*.

Modul acesta de determinare a noului profil longitudinal a fost verificat cu bune rezultate pe multe rîuri. Fără a avea pretenția unei rezolvări riguroase, de altfel imposibilă în astfel de cazuri, metoda a dat,

pentru variațiile fundului albiei, valori destul de apropiate cu cele constatate ulterior, în practică. Trebuie de asemenea precizat că, așa cum s-a mai arătat, este probabil că adîncirea Δz a fundului albiei să nu se întindă în amonte de punctul B, prea departe spre izvor, și noul profil longitudinal să aibă poziția intermediară AB.

O problemă asemănătoare se pune atunci cînd rîul se varsă într-un lac sau într-o mare, fără fenomene de flux și reflux, printr-o deltă. În acest caz nivelul de bază este constant, fiind determinat de nivelul mediu al lacului. În schimb, prin înaintarea deltei, lungimea cursului sporește de la an la an. (Delta fluviului Mississippi înaintează cu 80...100 m/an, a fluviului Po cu circa 70 m/an, a Rhônului cu circa 55 m/an, a Dunării cu 50 m/an.) Drumul pe care îl parcurge o particulă tîrîtă pînă în punctul E' (fig. 6.2) este același ca și în anii precedenți, uzura este aceeași și pantele de transport necesare aceleași. Urmează că noul profil longitudinal pe sectorul $A'E'$ rămîne paralel cu precedentul. În punctul E' însă, pentru a mai parcurge distanța suplimentară Δl, rîul trebuie să-și creeze căderea necesară Δz care se poate lua egală cu cea a punctului D situat, pe vechiul profil, la distanța Δl în amontele gurii de vărsare E. Așa fiind, noul profil longitudinal, după înaintarea gurii de vărsare în lac cu Δl, va fi $A'E'E''$.

Executarea unei străpungeri în condițiile arătate mai înainte în care rîul își creează el însuși noul profil longitudinal prin supraînălțarea fundurilor în aval și coborîrea lor în amonte, nu poate fi admisă decît pentru valori mici ale lui Δl, și Δz și a unor albii relativ stabile. Aceasta datorită riscului înfundării albiei și creării unor noi meandre.

În toate celelalte cazuri este indicat ca pe sectorul BC al străpungerii albia să fie fixată printr-o serie de lucrări transversale (praguri de fund, baraje deversoare etc.). Înălțimea acestora și dimensiunile canalului de străpungere se determină în așa fel încît panta rezultată să asigure stabilitatea fundului.

Dacă Δl este mare, uzura aluviunilor tranzitate nu poate fi neglijată (după un parcurs de 112 km greutatea unei particule de dolomit de 15 mm diametru scade la jumătate). Conform celor precedente, fundurile se

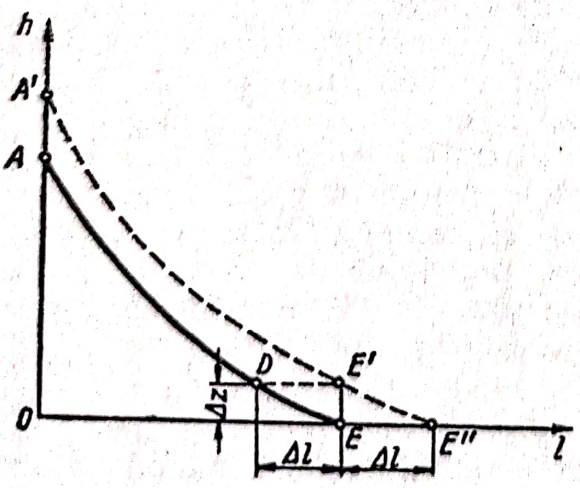


Fig. 6.2. Determinarea profilului longitudinal în cazul formării unei delte.

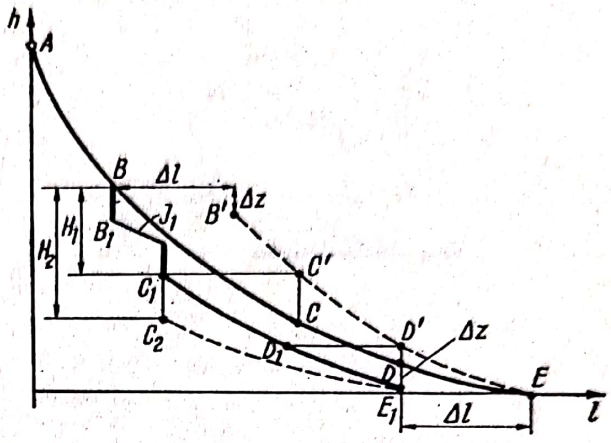


Fig. 6.3. Determinarea profilului longitudinal în cazul unei străpungeri cu trepte de cădere.

vor supraînălța după profilul $C_1 E_1$ (fig. 6.3). Dacă Δl este mic și uzura aluviunilor transportate este redusă, sau dacă sectorul CE are o pantă naturală suficient de mare care să asigure oricum transportul aluviunilor, profilul fundului rîului pe sectorul aval de străpungere rămîne neschimbat (C_2E).

Căderile în cele două cazuri sînt diferite $H_1 < H_2$. Deoarece fenomenul de ridicare a fundurilor în sectorul aval CE necesită un timp oarecare, diferența de nivel între capetele străpungerii care trebuie acoperită inițial de lucrările transversale și panta canalului între B și C este și în primul caz egală cu H_2.

Pentru dimensionarea canalului de străpungere se utilizează relațiile albiei stabile.

Executarea lucrărilor de străpungere se realizează în funcție de nivelul apelor, prin excavații la uscat sau prin dragaje.

Pentru economie se sapă inițial o tranșee *pionier* (*canal de autodragaj*) care datorită acțiunii de eroziune a apelor, se poate dezvolta pînă la forma definitivă a secțiunii de străpungere (fig. 6.4).

În străpungerile rectilinii, canalul de autodragaj se amplasează în axa viitorului profil ; în cele curbe, pentru a se utiliza tendința de erodare a malurilor concave, canalul se așază de obicei cu atît mai aproape de malul convex al viitoarei albii, cu cît raza de curbură a acesteia este

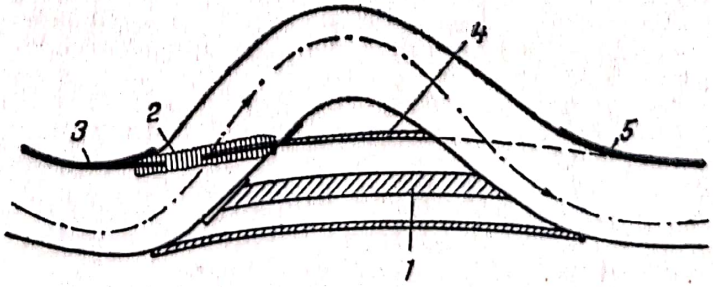


Fig. 6.4. Schema lucrărilor la o străpungere:

1 — canal de autodragaj; *2* — închidere; *3* — dig de dirijare; *4* — șanțuri umplute cu piatră; *5* — lucrare de protecție.

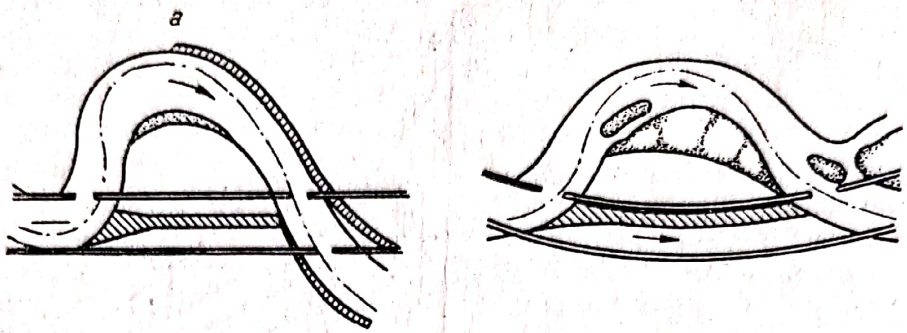


Fig. 6.5. Amplasamentul canalului de autodragaj:
a — în aliniament; *b* — în curbă.

mai mică (fig. 6.5). În unele cazuri însă, canalul de autodragaj s-a săpat chiar lîngă malul concav în săpătura comună cu apărarea de mal care se execută de la început. Această dispoziție asigură malul concav și face ca lărgirea albiei să se realizeze mai puțin brusc. Gura de intrare se recomandă să se amplaseze într-o concavitate (porțiune stabilă).

Lățimea canalului de autodragaj se ia de circa 1/4...1/6 din lățimea secțiunii definitive; adîncimea se determină în așa fel încît să asigure eforturile de antrenare necesare autodragării și tranzitării debitului solid rezultat.

Canalul de deviere al Jiului la Rovinari

Pentru deschiderea unor noi cariere de cărbuni în bazinul Rovinari s-a executat un important complex de lucrări hidrotehnice avînd ca scop devierea albiei rîului Jiu și protecția perimetrului de suprafață a acestor cariere împotriva apelor mari. Lucrările principale ale complexului sînt barajul Rovinari și canalul de deviere a rîului Jiu în aval de baraj.

Barajul Rovinari este situat pe cursul mijlociu al rîului Jiu, într-o depresiune subcolinară, la sud de Tg. Jiu. În această zonă converg o serie de afluenți importanți ai rîului Jiu și prin bararea albiei majore s-a putut realiza o acumulare de mare capacitate atît pentru atenuarea undelor de viitură, cît și pentru regularizarea debitelor [61].

Valorile caracteristice ale curgerii în secțiunea barajului (inclusiv rîul Tismana deviat în acumulare) sînt:

$$Q_m = 41 \text{ m}^3/\text{s}, \; Q_{max\,0,5\%} = 2\,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

Schema de ansamblu a sistemului hidrotehnic Rovinari-Tismana este redată în figura 6.6. Canalul de deviere a fost săpat de-a lungul versantului drept al albiei majore. Pe prima jumătate, pînă la traversarea albiei rîului Tismana, traseul se suprapune peste vechiul curs al Jaleșului. A doua jumătate intercepteză baza versantului și prezintă o mică treaptă de cădere de circa 2,0 m înălțime, la circa 1,1 km de confluența cu Jiul. Aceasta s-a impus atît pentru micșorarea pantei canalului, cît și pentru închiderea digurilor. Lungimea totală a canalului între evacuatorul barajului și confluența cu rîul Jiu este de 7,8 km, față de lungimea de circa 11 km a cursului natural; căderii de 11,5 m la nivelul fundului îi corespunde o pantă generală de 1,55‰ respectiv 1‰. Datorită treptei de cădere amintite, panta efectivă a fundului canalului în amonte de aceasta este de numai 1,1‰ iar în aval de 0,7‰, foarte apropiate de panta fundului cursului natural în sectorul de deviere.

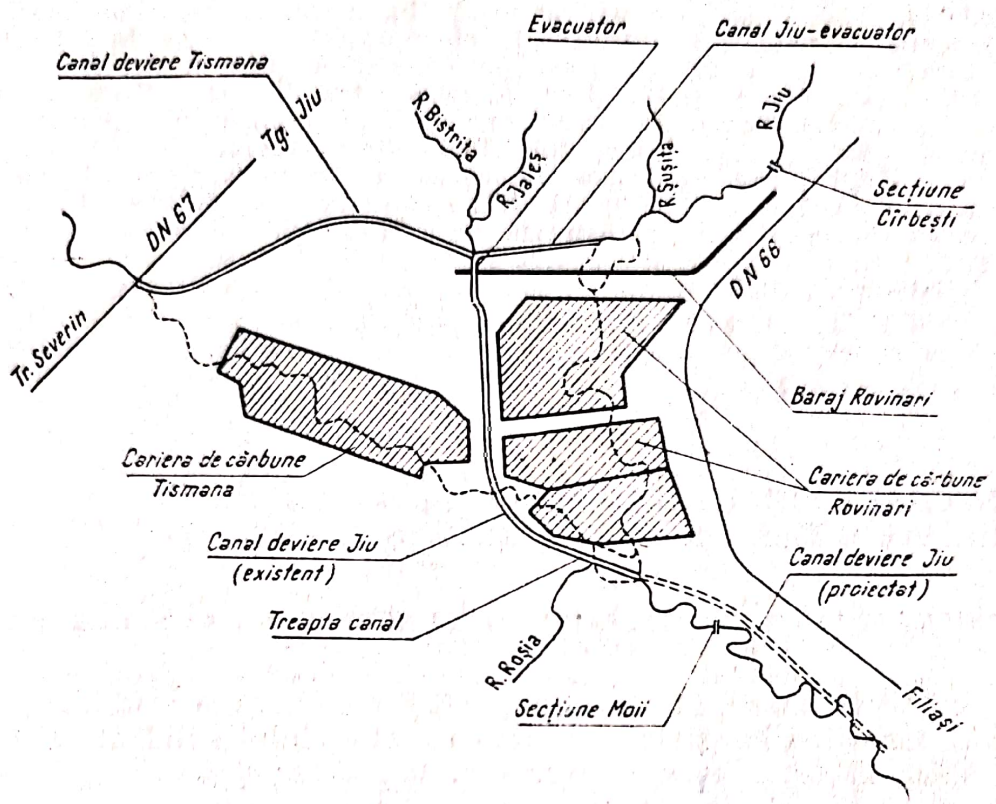


Fig. 6.6. Schema sistemului hidrotehnic: Rovinari—Tismana.

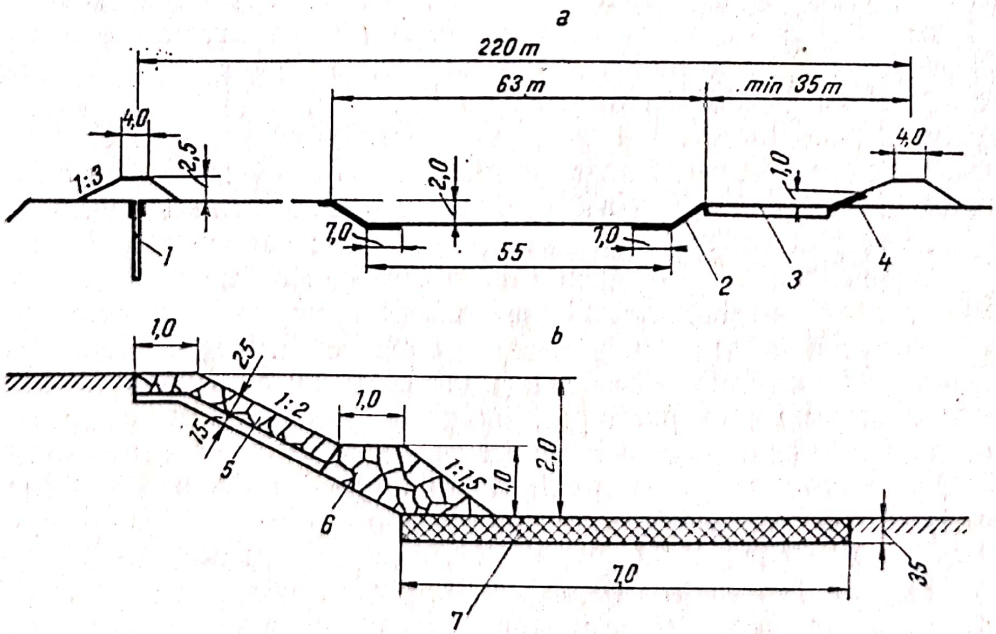


Fig. 6.7. Secțiune transversală tip a canalului (*a*) și lucrările de apărare (*b*):
1 — ecran de beton tip ELSE; *2* — apărare de mal; *3* — traverse de piatră; *4* — pereu uscat; *5* — pereu uscat cu strat de anrocamente; *6* — anrocamente 0,2...2kN/buc.; *7* — saltele din gabioane.

Scanned with OKEN Scanner

Canalul străbate depozitele cuaternare din lunca Jiului. În prima zonă (circa 2 km) aceste depozite sînt alcătuite din pietrișuri nisipoase cu $d_m = 0{,}5...1{,}0$ mm. În a doua zonă (circa 2,7 km) proporția de nisipuri fine crește. Zona aval a canalului, circa 3 km, în prima porțiune este situată în argile marnoase, iar în ultima, într-un teren eterogen constituit în majoritate de nisipuri și prafuri coezive alternînd din loc în loc cu pietrișurile albiilor vechi. Canalul a fost încadrat în clasa II de importanță. Pentru dimensionarea sa s-a ținut seama de atenuarea realizată de barajul Rovinari. Pentru debite sub 300 m³/s, curgerea în canal nu este afectată de acumulare și păstrează caracterul debitelor naturale ale Jiului. Gradul de atenuare crește cu debitul; pentru debitul de calcul pe Jiu de $Q_{0,5\%} = 2\,000$ m³/s, ținînd seama de atenuarea de circa 65% a barajului Rovinari, rezultă un debit de calcul pe canal de 750 m³/s și un debit de verificare de 1 040 m³/s (corespunzător debitului de pe rîu $Q_{0,1\%} = 2\,700$ m³/s). Secțiunea canalului (fig. 6.7) este de formă etajată.

6.2. LUCRĂRI DE REGULARIZARE LA PUNCTELE DE CONFLUENȚĂ ȘI LA BIFURCAȚII

6.2.1. LUCRĂRI DE REGULARIZARE LA PUNCTELE DE CONFLUENȚĂ

De cea mai mare importanță pentru configurația confluenței este raportul turbidităților și granulozitatea materialului solid al celor două rîuri. Dacă în urma unei regularizări radicale (străpungeri, rectificări), afluentul aduce proporțional mai multe aluviuni decît rîul principal, capacitatea de eroziune și transport a acestuia este micșorată și în aval de gura de vărsare se produc depuneri. Dacă, dimpotrivă, debitul solid tîrît al afluentului se micșorează, de exemplu ca urmare a amenajării torenților pe care îi primește, atunci în aval de gura de vărsare se produce o adîncire a fundului rîului principal.

Unghiul de confluență a două rîuri cel mai frecvent întîlnit în natură este unghiul drept. Totuși acest unghi nu este favorabil pentru stabilitatea albiei. Curentul afluentului lovind aproape normal curentul rîului principal, necesită un mare consum de energie; capacitatea de transport a rîului se micșorează și la gura afluentului se produc depuneri. Acestea împing talvegul rîului principal spre malul opus, ceea ce poate avea ca urmare erodarea acestui mal și chiar curbarea întregului curs de apă. Micșorarea sub anumite limite a unghiului de confluență poate avea ca urmare, pentru rîul principal, o sporire prea accentuată a secțiunii de curgere în această zonă. Un unghi ascuțit, mai deschis, este mai favorabil. Nici în acest caz însă nu se poate împiedica (în unele cazuri) formarea, la gura de vărsare, a unor bancuri importante.

Confluențele nefavorabile se pot îmbunătăți cu lucrări de regularizare, care variază de la caz la caz (fig. 6.8). Astfel, sporirea prea accentuată a secțiunii de curgere, în cazul unui unghi de incidență foarte ascuțit, se poate corecta prin construirea unui epiu de *partaj*. Acesta trebuie să aibă înălțimea variabilă, cu o valoare maximă la rădăcină (cota malului albiei medii). O serie de epiuri sau un dig de dirijare, construite pe

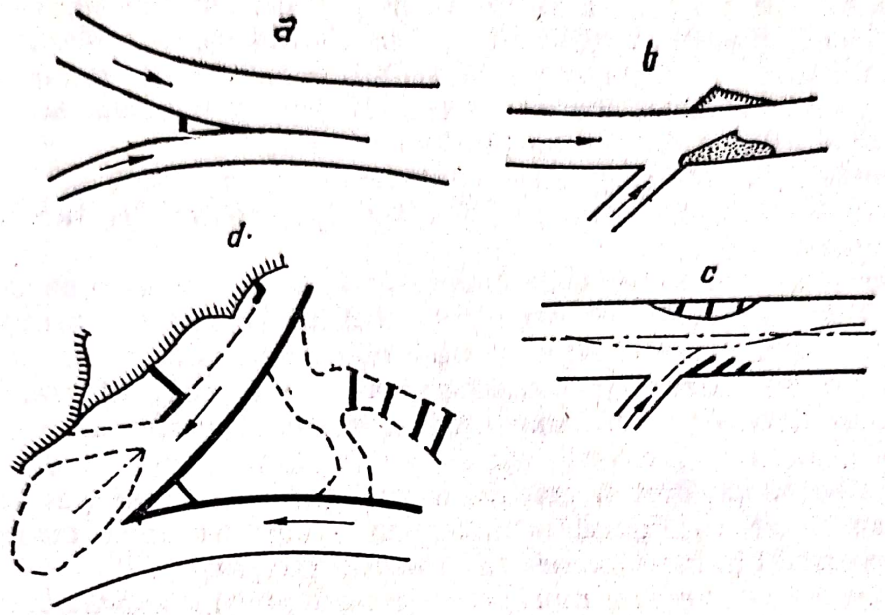


Fig. 6.8. Amenajarea confluențelor naturale:
a — epiu de partaj pentru unghiuri mici; *b* — depuneri și afuieri la o confluență; *c* — consolidarea malului opus pentru unghiuri mari; *d* — diguri și epiuri la o confluență nestabilă.

malul opus al confluenței, realizează odată cu protecția acestuia, o deplasare a firului apei și spălarea depozitelor de la gura de vărsare. O confluență nestabilă poate fi regularizată prin închiderea brațelor secundare, fixarea malurilor concave și construirea unor epiuri pentru calibrarea secțiunii și dirijarea curentului. Dacă prin metodele obișnuite nu se poate realiza o regularizare eficientă, se poate recurge la deplasarea gurii de vărsare în amonte sau în aval de punctul de confluență (fig. 6.9).

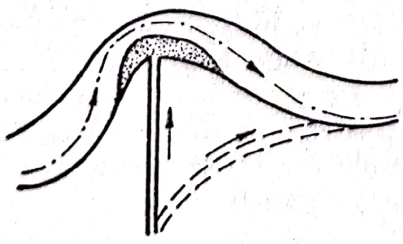


Fig. 6.9. Deplasarea gurii spre aval.

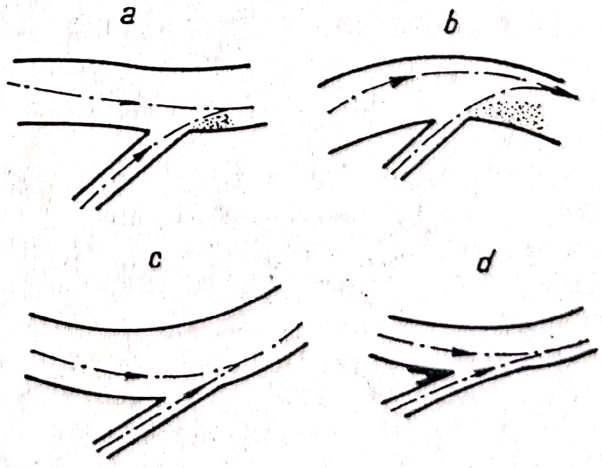


Fig. 6.10. Forme caracteristice de confluențe:
a — la traversadă; *b* — la malul convex; *c* — la malul concav; *d* — cu curburi inverse.

Dacă panta de curgere a rîului principal în aval de noul punct de confluență este mai mică decît în vechea confluență și vitezele scad sub valoarea critică de antrenare a aluviunilor aduse de afluent, se pot produce depuneri. Dacă panta este mai mare, datorită aportului de debit lichid al afluentului, se pot produce afuieri.

Prin deplasarea punctului de confluență se modifică și pantele de curgere ale afluentului, care pot conduce la împotmoliri sau afuieri în albia acestuia.

Deplasarea spre amonte a gurii de vărsare a unui afluent poate prezenta unele avantaje. Astfel, dacă afluentul are un traseu aproape paralel cu rîul principal și este supus împotmolirii pe ultima sa parte, prin scurtarea traseului său și străpungerea unei ieșiri spre amonte, se poate obține o căzere mai mare și eliminarea împotmolirilor din zona gurii de vărsare.

La schimbarea poziției și orientării gurii de vărsare se pot întîlni trei cazuri caracteristice (fig. 6.10) : confluență în regiunea pragurilor, în malul convex sau în malul concav al rîului principal.

Din punctul de vedere morfologic confluența în concavitatea curbei este favorabilă, deoarece, din cauza vitezelor sporite, depunerile în rîul principal sînt foarte reduse sau nu se produc de loc. Dacă gura de vărsare a afluentului se găsește pe malul convex al unei curbe, aluviunile nu pot ajunge în curentul rîului principal decît cel mult în timpul apelor mari. Depozitele de aluviuni formate pe malul convex pot produce, prin îngustarea sectorului, surpări importante ale malului opus (malul concav). O deplasare a gurii de vărsare a afluentului spre aval, pînă la un mal concav al rîului principal, poate să fie în multe împrejurări deosebit de folositoare.

Cea mai bună dispoziție a gurii de vărsare este însă aceea care realizează intersecția axelor dinamice ale curenților celor două rîuri imediat în aval de punctul de confluență. Acest lucru se obține în mod natural dacă, în punctul de confluență, curburile celor două rîuri sînt de sens contrar.

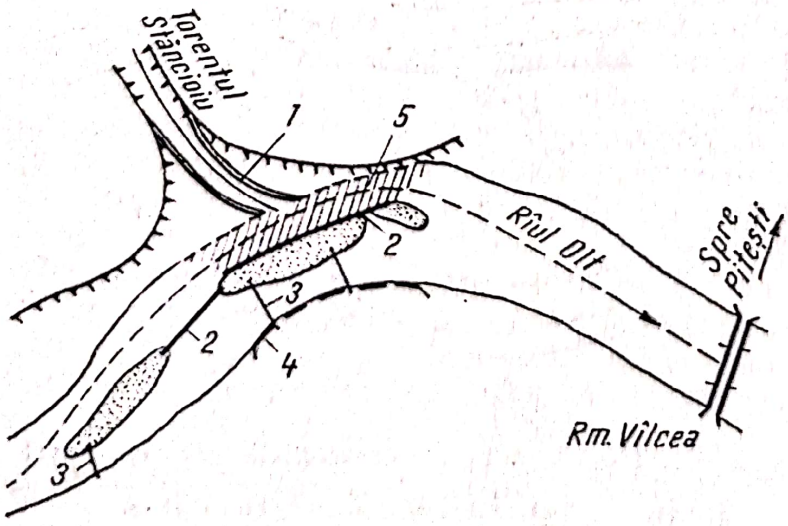


Fig. 6.11. Lucrări de regularizare la confluența Oltului cu torentul Stăncioiu:

1 — dig de pămînt; *2* — închidere de albie; *3* — traversă de colmatare; *4* — apărare de mal; *5* — canal de străpungere.

În figura 6.11 se înfățișează lucrările de regularizare executate pe rîul Olt, la confluența cu torentul Stăncioiu. Din cauza conului de dejecție al acestui torent și unei bare de marnă, curentul este împins spre malul drept care, deși în convexitate, este puternic erodat.

6.2.2. LUCRĂRI DE REGULARIZARE LA BIFURCAȚII

Divizarea unui curs de apă în mai multe brațe se datorește, în majoritatea cazurilor, nestabilității albiei. Dacă rîul prezintă în plan un traseu divagant cu sinuozități foarte dezvoltate, străpungerea unei meandre poate duce la divizarea albiei în două brațe și la apariția unei insule. Uneori străpungerea se poate face după mai multe direcții, în care caz albia se împarte local în mai multe brațe. Evoluția și consolidarea depozitelor de aluviuni, sub forma unor insule în mijlocul curentului, pot produce de asemenea divizarea acestuia în două sau mai multe brațe. Destul de frecvent se poate observa acest lucru în vecinătatea punctelor de confluență, datorită depozitelor aduse de afluenți și deplasării gurii acestora. Mai rar divizarea albiei în brațe se produce datorită existenței, în valea rîului, a unor praguri greu afuiabile. Ocolind aceste obstacole, rîul își poate croi un traseu divizat în brațe.

Lățimea albiei unice în vecinătatea unei ramificații este aproape totdeauna mai mică decît suma lățimilor brațelor. Adîncimea este însă de obicei mai mare, din cauza vitezelor de curgere sporite prin remuul creat în amonte de ramificație. Deoarece pe brațe condițiile de curgere sînt diferite (secțiuni, rugozități etc.), debitele și pantele de curgere pe brațe fac ca, imediat în amonte de ramificație, suprafața apei să prezinte o înclinare transversală spre brațul cu panta de curgere mai mare ; în această zonă se produce o puternică circulație transversală. Ramura inferioară a curentului de circulație transversală, încărcată cu aluviuni de fund, se îndreaptă către brațul cu panta de curgere mai mică. În acest braț va fi deci dirijată cea mai mare parte din aluviunile tîrîte.

Cunoașterea repartiției debitelor pe brațe, la diferite niveluri, este deosebit de necesară pentru proiectarea judicioasă a lucrărilor de regularizare.

Albia cu mai multe brațe este mai puțin stabilă și prezintă unele inconveniente și pentru navigație. Foarte adeseori, pentru îmbunătățirea curgerii și condițiilor de navigație se pune problema închiderii unor ramificații și amenajării unui braț (mai rar două), pentru navigația curentă.

Închiderea brațelor trebuie foarte bine cumpănită în ce privește avantajele și urmările pe care le poate avea asupra curgerii pe rîul respectiv și chiar asupra regiunii. Nu trebuie scăpat din vedere că brațele secundare și terenurile care le despart servesc în oarecare măsură ca spații de depozitare a aluviunilor și atunci cînd au volume și suprafețe întinse, ca bazine de compensare pentru apele mari. Închiderea completă

Scanned with OKEN Scanner

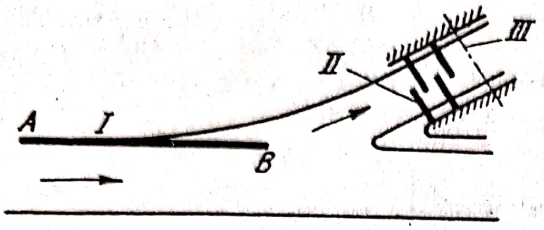


Fig. 6.12. Închiderea unui braț secundar: *I* — dig de dirijare; *II* — epiuri; *III* — dig de închidere.

a brațelor nu este recomandabilă nici din punct de vedere piscicol, nici în ce privește peisajul.

Prin închiderea unei ramificații se micșorează lungimea malurilor care trebuie apărate și întreținute, se înlătură remuul existent în amontele ramificației, precum și pericolul formării barajelor de gheață. Debitul se concentrează într-o singură albie, pragurile sînt erodate și fundurile adîncite. În general, condițiile de navigație pot fi astfel sensibil îmbunătățite.

Închiderea unui braț nu este recomandabil să se facă dintr-o dată, din cauza perturbațiilor puternice care se pot produce în regimul de curgere al rîului. Din acest punct de vedere, epiurile de închidere (fig. 6.12) sînt preferabile digurilor transversale. Acestea din urmă sînt în general submersibile ; coronamentul lor poate fi înălțat succesiv în măsura în care se asigură curgerea apelor mari.

La amplasarea și dimensionarea unui dig de închidere trebuie să se mai țină seama de căderea care se creează în fața acestuia și care este egală cu căderea pe rîul principal, între capetele extreme ale ramificației. Digul trebuie așezat într-o secțiune stabilă a albiei, cu maluri înalte pe ambele laturi, pentru a se evita ocolirea acestuia de apele mari și executarea unor lucrări costisitoare de legătură cu sistemul de îndiguire de pe maluri.

6.3. LUCRĂRI DE REGULARIZARE LA PRIZELE DE APĂ

Lucrările de regularizare la captările de apă se execută pentru :

— *stabilizarea albiei* în sectorul de priză și asigurarea contactului permanent între rîu și priză ;

— *dirijarea curentului* în scopul obținerii unei ape cît mai curate și a adîncimilor necesare în fața instalațiilor de captare ;

— *stabilizarea și apărarea malurilor* din vecinătatea captării ;

— *apărarea împotriva inundațiilor și înmlăștinării* terenurilor.

Lucrările de regularizare pentru stabilizarea albiei și asigurarea contactului permanent între rîu și priză trebuie executate în special pentru debitele mici și medii. La ape mari se poate admite ca rîul să curgă prin două sau mai multe brațe cu un traseu oarecare. Lucrările de regularizare constă din străpungeri și rectificări, închideri de brațe, calibrări de secțiuni etc. (fig. 6.13, 6.14).

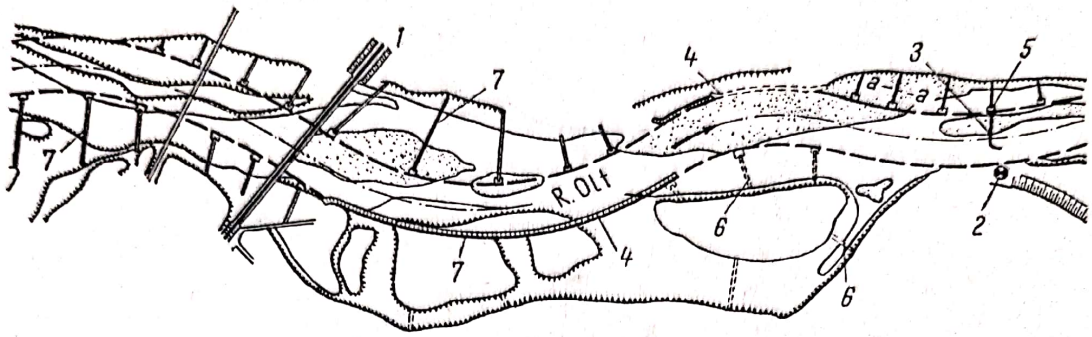


Fig. 6.13. Regularizarea rîului Olt la Stoenești pentru traversarea la pod și asigurarea prizei de apă:

1 — pod; *2* — priză; *3* — epiuri de fund pentru asigurarea prizei la ape mici; *4* — apărare de mal; *5* — lucrări etapa I; *6* — lucrări etapa II; *7* — lucrări în perspectivă.

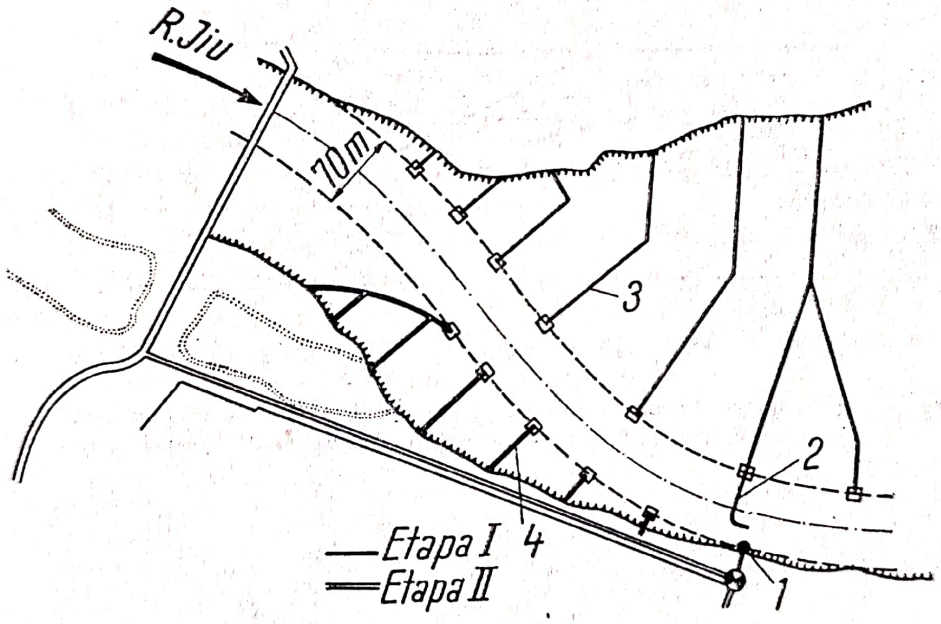


Fig. 6.14. Regularizarea rîului Jiu la Livezi pentru traversarea la pod și asigurarea prizei de apă:

1 — priza stației de pompare; *2* — epiu de fund pentru asigurarea prizei la ape mici; *3* — lucrări etapa I; *4* — idem, etapa II.

Lucrările de dirijare a curentului la prizele fără baraj urmăresc crearea unei circulații transversale favorabile care să apere captarea de împotmoliri. Acest lucru se obține prin crearea unui traseu curb, instalațiile de captare amplasîndu-se în acest caz pe malul concav, conform indicațiilor date mai înainte. O circulație transversală favorabilă mai poate fi creată prin construirea unui pinten de fund cu coronamentul în pantă (fig. 6.15). Aceste dispozitive îndepărtează debitul solid tîrît de captare însă pot produce blocarea acesteia în timpul iernii cu ghețuri.

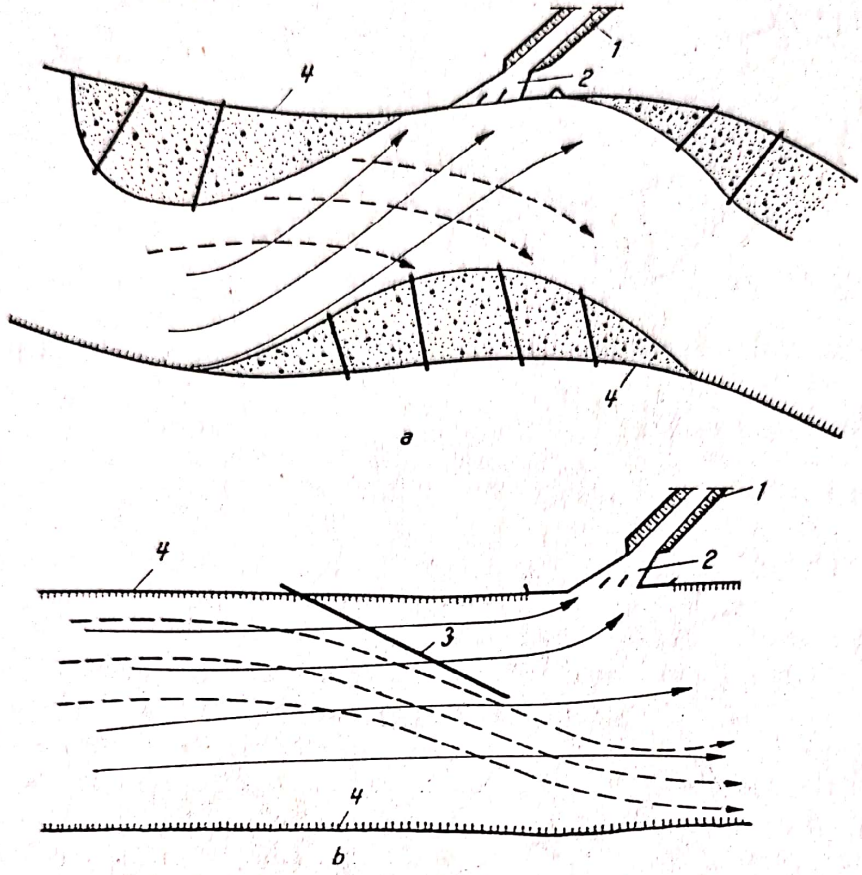


Fig. 6.15. Lucrări pentru îndepărtarea aluviunilor de fund de la o priză în curent liber:
a — prin realizarea unui traseu curb; *b* — cu ajutorul unui epiu de fund.
1 — canal de derivație; *2* — priza; *3* — epiu (prag de fund); *4* — mal stabil.

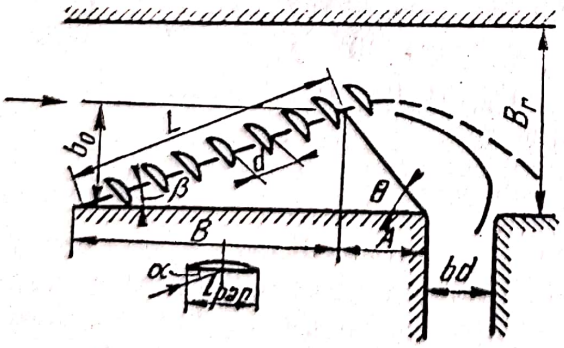


Fig. 6.16. Așezarea elementelor plutitoare față de gura prizei.

Pentru crearea unei circulații transversale favorabile se pot utiliza și panouri plutitoare de suprafață. Așezate în serie pe pontoane metalice, panourile pot fi scoase de pe amplasament iarna și în timpul apelor mari (fig. 6.16).

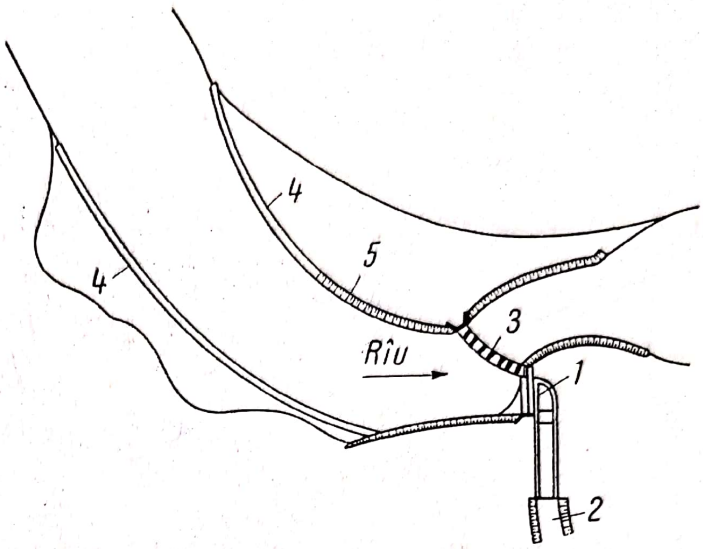


Fig. 6.17. Lucrări pentru dirijarea curentului la o priză în curent barat:

1 — stăvilar de priză; *2* — canal de derivație; *3* — baraj cu stavile; *4* — dig de dirijare; *5* — zonă de deversare.

La captările cu baraj se construiesc de obicei în amonte diguri de dirijare, care pe o anumită lungime pot fi deversate la ape mari (fig. 6.17).

Dacă captarea se face prin drenuri sau puțuri amplasate în albia minoră a rîului lucrările de regularizare au de scop în special menținerea apelor la distanțele limită față de instalațiile de captare (asigurarea debitului, distanța sanitară) (fig. 6.18, 6.19).

Instalațiile de captare se așază la cote neinundabile (cu asigurarea de calcul cerută) sau se protejează cu diguri de învăluire, inelare etc.

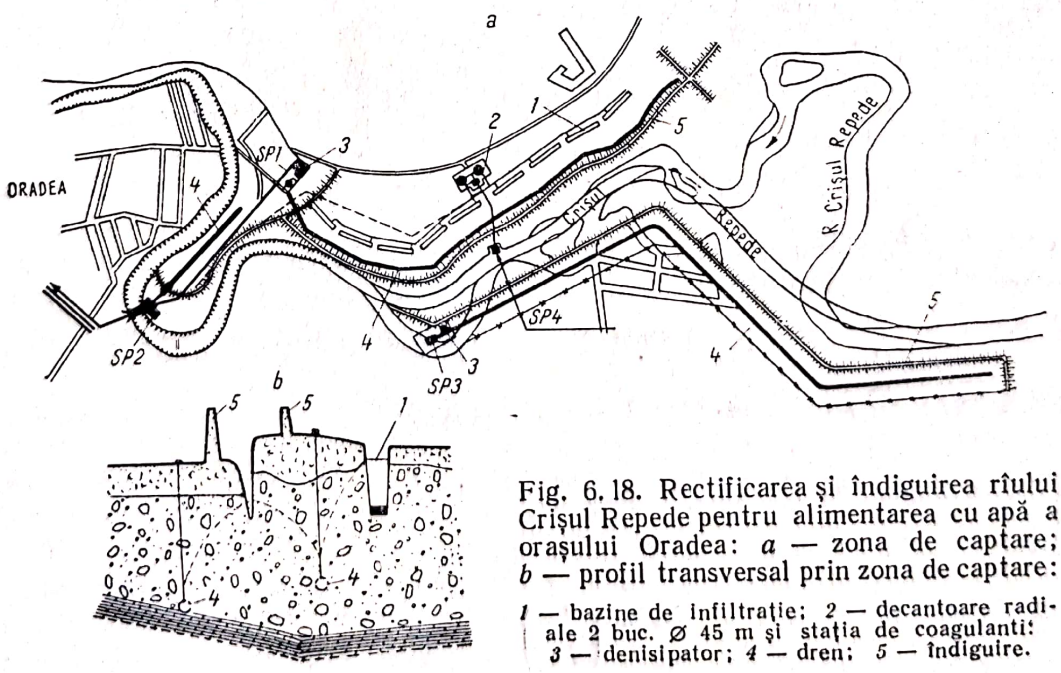


Fig. 6.18. Rectificarea și îndiguirea rîului Crișul Repede pentru alimentarea cu apă a orașului Oradea: *a* — zona de captare; *b* — profil transversal prin zona de captare:

1 — bazine de infiltrație; *2* — decantoare radiale 2 buc. ∅ 45 m și stația de coagulanți; *3* — denisipator; *4* — dren; *5* — îndiguire.

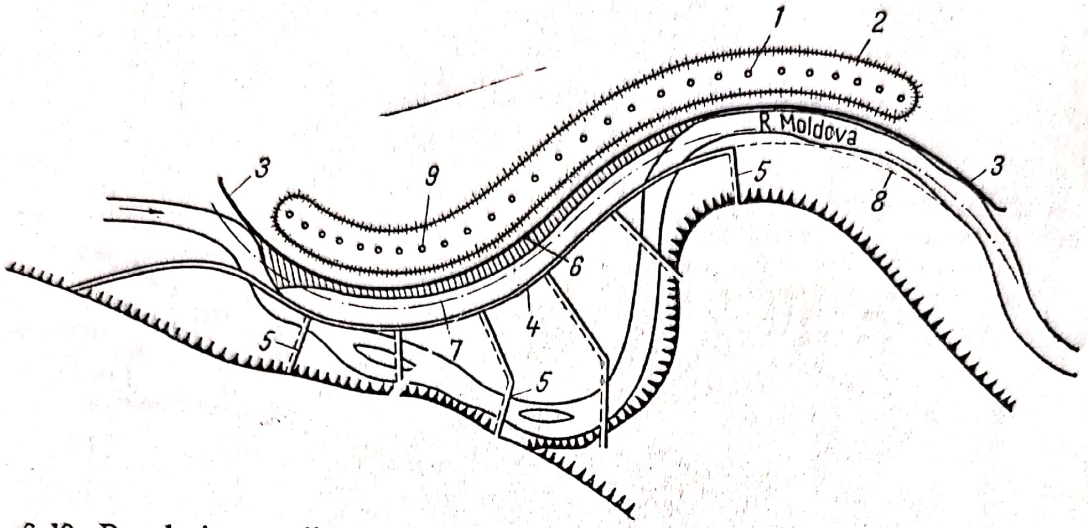


Fig. 6.19. Regularizarea albiei rîului Moldova la frontul de captare pentru alimentarea cu apă a oraşului Roman:

1 — incinta frontului de captare; *2* — dig de pămînt insubmersibil; *3* — apărare de mal; *4* — dig de dirijare; *5* — traversă de colmatare; *6* — canal de străpungere; *7* — axul albiei regularizate; *8* — limita teoretică a albiei minore; *9* — puţ de captare a apei.

Malurile în vecinătatea instalaţiilor trebuie fixate şi apărate de acţiunea curenţilor cu apărări de mal, pinteni etc.

Secţiunea transversală şi celelalte caracteristici ale albiei regularizate se determină conform indicaţiilor din capitolele precedente, ţinînd însă seama de micşorarea debitului lichid în aval de captare şi în măsura în care este posibil şi de modificările intervenite în transportul solid.

În ipoteza simplificată că în aval de captare caracteristicile debitului solid rămîn neschimbate, pentru ca să nu se producă nici afuieri şi nici depuneri este necesar ca efortul de antrenare să rămînă acelaşi :

$$\tau = \gamma h\, I\,;\; h_{av}\, I_{av} = h_0\, I_0$$

în care h_{av}, h_0 şi I_{av}, I_0 sînt adîncimile respectiv pantele rîului în sectorul aval al prizei, înainte şi după construcţia acesteia.

Dacă $K = \frac{Q_d}{Q_0}$ este coeficientul de captare, debitul lichid în aval de captare este $Q_{av} = Q_0 - Q_d\,;\; \frac{Q_{av}}{Q_0} = 1 - K$

Ţinînd seama că $Q = \Omega v = Cbh^{3/2} I^{1/2}$ şi $\frac{h_{av}}{h_0} = \frac{I_0}{I_{av}}$ rezultă :

$$\frac{C_{av}\, b_{av}}{C_0\, b_0}\left(\frac{I_0}{I_{av}}\right) = 1 - K \qquad (6.1)$$

Deoarece C_0, C_{av}, b_0, I_0 și K sînt cunoscute, relația de mai sus permite determinarea pantei de curgere I_{av} pentru o anumită valoare dată b_{av} sau invers. În primul caz ținînd seama că $C = \frac{1}{n} h^{1/6}$

$$\left(\frac{I_0}{I_{av}}\right)^{7/6} = 1 - K; \text{ dacă } K = 0{,}4 \left(\frac{I_0}{I_{av}}\right)^{7/6} = 0{,}6$$

$$I_{av} = 1{,}55\ h_0 \text{ și } h_{av} = 0{,}65\ h_0.$$

Deci dacă nu se fac lucrări de îngustare a albiei în aval de priză, pentru a nu se produce aluvionări, panta de curgere ar trebui să fie de circa 1,5 mai mare decît înainte. De obicei sînt preferate îngustările de secțiune.

6.4. LUCRĂRI DE REGULARIZARE LA PODURI

6.4.1. CONSIDERAȚII GENERALE

Amplasamentul podului se alege într-o porțiune rectilinie și stabilă a rîului, evitîndu-se zonele de confluență, ramificații, curenți traversieri, zonele cu bancuri și ostroave, precum și cele în care se formează zăpoare și aglomerarea plutelor. Dacă nu se poate evita traversarea într-o zonă de meandre, podul trebuie amplasat în vîrful curbei, prevăzîndu-se lucrările pentru consolidarea malului concav. Bucla pe care se amplasează este bine să aibă o rază cît mai mare și să mențină aceeași direcție a curentului atît la apele mari cît și la cele mici. Rampele de acces la pod trebuie să fie cît mai depărtate de coturile meandrelor pentru a nu fi intersectate de deformarea lor ulterioară. Dacă nu se poate evita traversarea într-o zonă de confluență, se va da prioritate variantei cu amplasarea în amonte de confluențe, pentru a se evita apariția unor ostroave în zona podului.

Amplasamentul podului se alege într-o zonă în care albia majoră are o dezvoltare cît mai redusă, cu cote ale terenului cît mai înalte.

La rîurile navigabile amplasamentul podului se alege într-un sector rectiliniu, cu adîncimi naturale suficiente și cît mai stabile. Pentru a se ușura accesul navelor la pod este indicat ca direcția principală de navigație, direcția curentului și cea a malurilor să fie paralele. Distanța minimă a punctelor de inflexiune, precum și cea a eventualelor obstacole din albie (bancuri, ostroave etc.) față de pod, trebuie să fie mai mare de trei lungimi de convoi spre amonte, respectiv o lungime și jumătate de convoi spre aval.

Scanned with OKEN Scanner

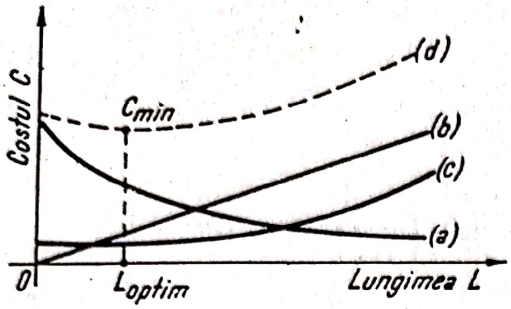


Fig. 6.20. Determinarea lungimii optime a podului:
a — costul rampelor de acces și de regularizare; *b* — costul suprastructurii; *c* — costul infrastructurii; *d* — costul total.

Direcția podului este de obicei perpendiculară față de cea a curentului din albia minoră admițîndu-se o înclinare a axului pilelor de cel mult 10° față de curent. Dacă însă debitul aferent albiei minore la debitul de calcul este mai mic de 30...35% din debitul total, se va urmări ca axul podului să fie perpendicular pe direcția curentului din albia majoră.

Rampele de acces la pod vor fi pe cît posibil rectilinii și perpendiculare pe direcția curgerii, evitîndu-se în special traseele curbe cu concavitatea spre aval.

În ansamblu, amplasamentul podului trebuie să satisfacă în cele mai bune condițiuni necesitățile traficului, să modifice cît mai puțin regimul natural de curgere și să se încadreze în planul general de amenajare a rîului, să necesite investiții minime. Soluția optimă pentru lungimea totală a podului L rezultă dintr-un calcul de minimum de cost (fig. 6.20).

Morfologia albiei în zona de amplasare a podului este pusă în evidență prin: modificările intervenite în configurația generală a albiei minore și majore în urma ultimelor viituri, unghiurile maxime dintre axele dinamice a curenților din cele două albii, forma și evoluția meandrelor din apropierea podului, evoluția profilului în lung și a secțiunii podului în timpul variației debitului lichid, caracteristicile debitului solid tîrît și în suspensie, probe și curbe granulometrice etc.

De asemenea trebuie să studieze influența lucrărilor de regularizare executate deja și posibilitățile de racordare a acestor lucrări, cu cele necesare podului.

Regimul de iarnă trebuie cuprins în documentația proiectării, precizîndu-se secțiunile de rîu în care se formează zăpoare, frecvența și intensitatea acestora, grosimea gheții cristaline și dimensiunile medii ale sloiurilor, nivelele de prindere și de pornire a sloiurilor, influența acestora asupra morfologiei albiei.

Debitele de calcul și verificare la construcțiile de traversare cu poduri se stabilesc în conformitate cu STAS 4068/1962. În lipsă de măsurători se pot utiliza și metode indirecte. În orice caz trebuie luate în considerare și debitele și nivelurile maxime istorice.

Panta superficială la debitele maxime pentru podurile mici și mijlocii poate fi asimilată cu panta medie a patului albiei majore, fie cu panta medie a suprafeței apelor mari identificate prin măsurători sau prin urme.

Stabilitatea albiei minore înainte de construcția podului trebuie verificată cu metodele cunoscute (cap. 2 și 3). Dacă albia nu este stabilă trebuie luate în considerare lucrările de regularizare necesare atît în zona podului, cît și eventual pe un sector mai mare.

Înălțimea liberă sub pod este diferența între nivelul apelor la debitul de calcul (sau verificare) în regim nemodificat și elementul cel mai de jos al suprastructurii.

Pentru rîurile navigabile dimensiunile dreptunghiului de navigație sau plutărit trebuie asigurate la nivelul maxim al apelor din perioada navigabilă, în conformitate cu normele în vigoare.

6.4.2. LUNGIMEA PODULUI, AFUIERI GENERALE ȘI LOCALE

Lungimea podului și afuierile se calculează luînd în considerare numai nivelurile în regim natural, fără supraînălțările datorite îngustării secțiunii de curgere de construcția podului. În felul acesta, calculul se poate face mai simplu și mai acoperitor în ce privește ambele mărimi [16].

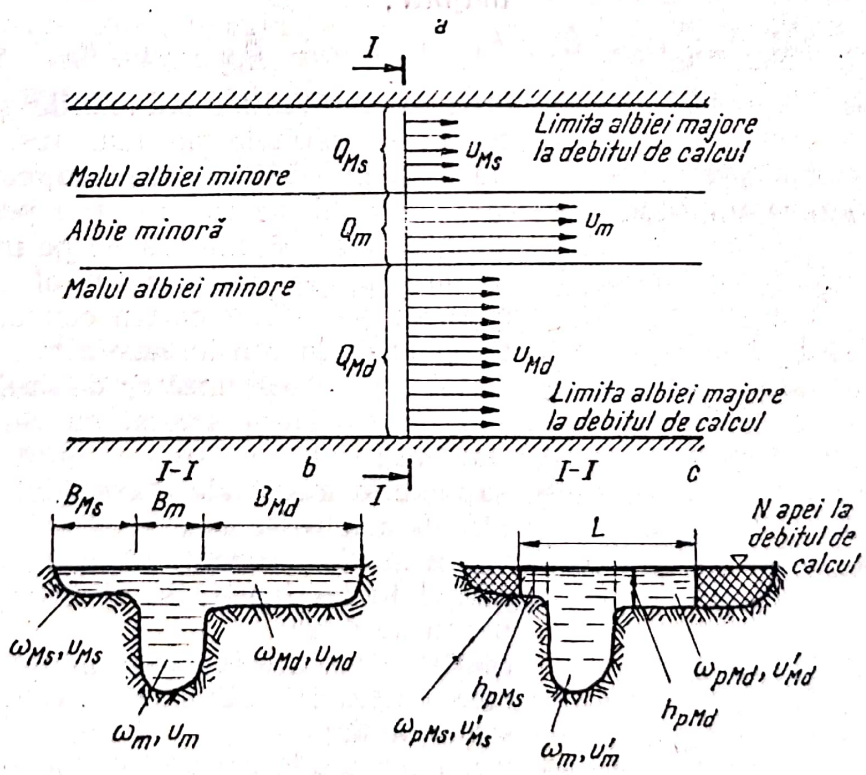


Fig. 6.21. Schemă pentru determinarea lungimii podului ($L > B_m$):
a — plan; *b* — secțiune transversală în regim natural; *c* — în prezența podului.

Lungimea podului în cazul general al unui rîu cu albie majoră disimetrică poate fi calculată cu ajutorul relaţiilor (fig. 6.21) :

$$\omega_{pMs} = \frac{Q - \mu_m A Q_m}{u_{Ms} + u_m(\mu_m A - 1)} - \omega_{pMd} \frac{u_m(\mu_m A - 1) + u_{Md}}{u_m(\mu_m A - 1) + u_{Ms}}$$

$$L = B_m + \frac{\omega_{pMs}}{h_{pMs}} + \frac{\omega_{pMd}}{h_{pMd}} \qquad (6.2)$$

Pentru rîuri fără albie majoră :

$$\omega_{pm} = \frac{Q}{\mu A u_{pm}}, \quad L = \frac{\omega_{pm}}{h_{pm}} \qquad (6.3)$$

În ambele cazuri traversarea s-a considerat normală, ω_{pMd} cunoscut. Notaţiile în cele de mai sus şi în cele ce mai urmează sînt următoarele :

Q — este debitul de calcul în secţiunea podului ;

Q_m, Q_M, Q_{Ms}, Q_{Md} — sînt debitele care curg, în regim natural (înainte de construcţia podului), prin albia minoră, majoră, prin albia majoră de pe malul stîng, de pe cel drept ;

$Q_{Ms} + Q_{Md} = Q_M$ şi $Q_m + Q_M = Q$;

u_m; u_M — vitezele medii ale curentului în regim natural în albia minoră, respectiv albia majoră ;

ω_m, B_m, h_m, u_m; ω_M, B_M, h_M, u_M; ω_{Ms}, B_{Ms}, h_{Ms} u_{Ms}; ω_{Md}, B_{Md} h_{Md}, u_{Md} — secţiunile, lăţimile, adîncimile şi vitezele medii la debitele de mai sus, în regim natural, în albia minoră, majoră etc.

ω_{pm}, ω_{pM}, ω_{pMs}, ω_{pMd} — secţiunile libere rămase sub pod în albia minoră, majoră, majoră de pe malul stîng, majoră de pe malul drept al rîului, din care nu s-a scăzut partea ocupată de pile, fără luarea în considerare a afuierilor. Nivelul apei corespunzător debitului de calcul se consideră acelaşi cu cel în regim natural ;

h_{pm}, h_{pM} — adîncimile medii ale curentului în secţiunile de arie ω_{pm}, ω_{pM};

u_{pm} — este viteza medie a curentului în regim natural, numai în secţiunea din albia minoră acoperită de pod ;

A — coeficient de afuiere generală sau de creştere a vitezei în albia minoră, în secţiunea strangulată ;

L — lungimea totală a podului, între feţele interioare ale culeelor, fără luarea în considerare a lăţimii ocupate de pile ;

l, b — sînt distanța între fețele interioare ale pilelor, respectiv lățimea acestora ;

l' — este lățimea secțiunii de curgere activă între pile, datorită contracției hidraulice ;

e — coeficient de strangulare a secțiunii active de curgere

$$e = \frac{l}{l + b};$$

ε — coeficient de contracție hidraulică $\varepsilon = \frac{l'}{l}$ (pentru deschideri de 10...125 m, ε variază între 0,93...1,00 la viteza de 2 m/s și între 0,85...0,99 la viteza de 4 m/s) ;

μ_m — coeficient de reducere a secțiunii de curgere de către pilele podului $\mu_m = \Sigma e$;

ω^a, B^a, h^a, sînt secțiuni, lățimi, adîncimi după producerea afuierilor generale ;

u'_m, u'_M — viteze în secțiunea strangulată din albia minoră înainte de producerea afuierilor, respectiv în secțiunea strangulată din albia majoră (nivelul la debitul de calcul ca în regim natural).

Calculul afuierilor în zona de traversare a unui pod se referă la afuierile generale care cuprind întreaga secțiune a podului cît și la afuierile locale care se dezvoltă în vecinătatea pilelor și culeelor, eventual și în alte puncte (ramblee de acces, lucrări de regularizare, sparghețuri etc.).

Coeficientul A de afuiere generală este definit de rapoartele :

$$A = \frac{\omega_m^a}{\omega_m} \text{ sau } A = \frac{u'_m}{u_m} \tag{6.4}$$

Pentru coeficientul A nu se admit valori mai mari de 1,4...1,5 decît dacă creșterea adîncimii medii în secțiunea poduluii după producerea afuierilor generale nu depășește 0,5...0,8 m. La rîurile cu albia instabilă, valoarea limită a coeficientului A se admite numai dacă lucrările de traversare sînt însoțite de lucrări de stabilizare a albiei. Valorile admisibile ale acestui coeficient se pot determina cu ajutorul graficului din figura 6.22 în funcție de adîncimea medie a curentului în albia minoră la debitul de calcul și de diametrul mediu al materialului aluvionar al albiei.

Din punct de vedere al vitezelor, valoarea admisibilă a coeficientului A nu trebuie să conducă la viteze u_m^a mai mari decît vitezele admisibile, fie pentru lucrările de consolidare a malurilor din zona podului, fie pentru navigație și plutărit, fie pentru limitarea supraînălțărilor de nivel.

Dacă terenul care alcătuiește patul albiei nu poate fi antrenat la vitezele care se realizează în secțiunea strangulată și dacă vitezele de curgere

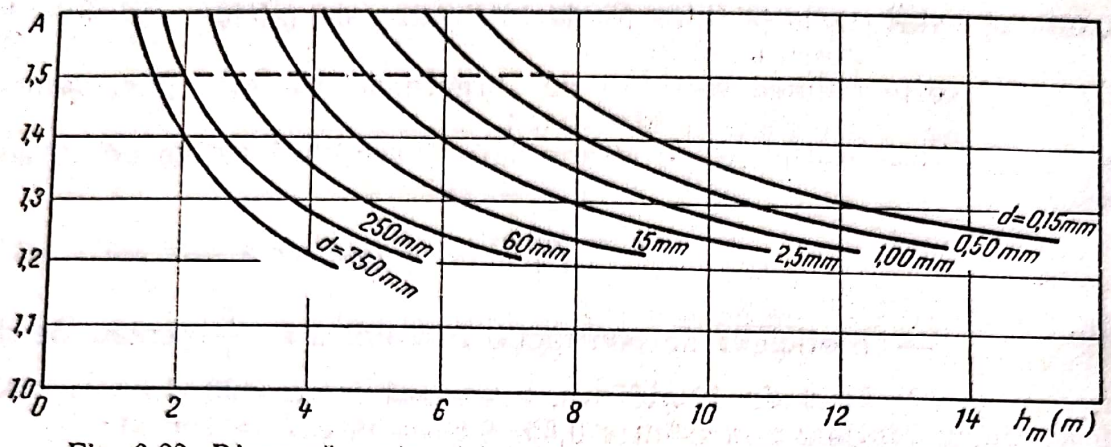


Fig. 6.22. Diagramă pentru determinarea valorilor limită a coeficientului de afuiere generală A.

sub pod depășesc pe cele admisibile, se pot face decapări în albie. Acestea nu sînt însă eficiente dacă există pericolul unor depuneri permanente în zona respectivă. Dacă cel puțin 1...2 ori pe an se produc viteze care depășesc viteza critică a materialului de fund se poate considera că pericolul înnisipării decapărilor este înlăturat.

Suprafețele decapate nu trebuie să depășească 30...40% din valoarea inițială a suprafeței de curgere.

După determinarea valorii maxime admisibile a coeficientului A, se calculează debitul specific mediu în albia minoră, în secțiunea strangulată, cu relația :

$$q'_m = u_m\, h_m\, A\mu_m \qquad (6.5)$$

Se construiește apoi curba $q_{cr} = f(h)$ și se intersectează cu dreapta $q_{cr} = q'_m$. Se obține astfel adîncimea medie h^a_m a curentului în albia minoră după producerea afuierilor (fig. 6.23).

Procedeul de calcul este aplicabil dacă stabilitatea malurilor albiei minore este asigurată (B_m = constant), malurile fiind consolidate sau neerodabile și dacă debitul solid transportat de rîu în timpul debitului de calcul, prin micșorarea capacității de erodare sau prin eventuale depuneri în amplasament, nu împiedică afuierea fundului.

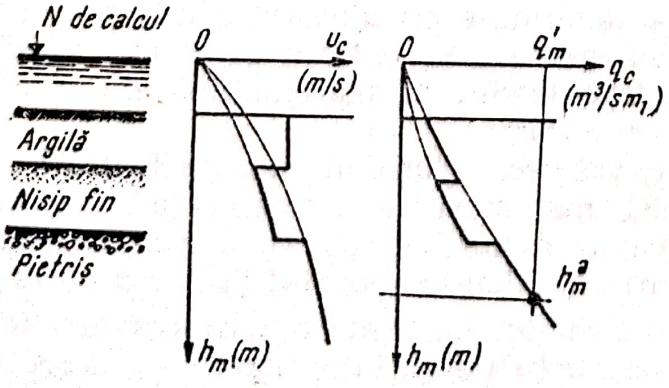


Fig. 6.23. Schemă pentru determinarea vitezelor și debitelor specifice critice.

Adîncimea maximă a curentului în albia minoră $h^a_{m\,max}$ după producerea afuierilor este :

$$h^a_{m\,max} = h_{m\,max}\frac{h^a_m}{h_m} \tag{6.6}$$

Afuierile locale la pilele podului se pot calcula aproximativ cu relațiile :

$$h^p_{af} = 2{,}42K_fK_\alpha b\left(\frac{2u_p}{u_c} - 1\right)\left(\frac{u_c^2}{gb}\right)^{1/3} \tag{6.7}$$

dacă $u_p < u_c$, și

$$h^p_{af} = 2{,}42K_fK_\alpha b\left(\frac{u_c^2}{gb}\right)^{1/3} \text{ dacă } u_p \geqslant u_c, \tag{6.8}$$

în care:
b este lățimea pilei podului; u_p— viteza curentului în amonte de pilă; u_c — viteza critică la adîncimea corespunzătoare afuierilor generale; K_f — coeficient care ține seama de forma pilei (pile circulare sau cu capete semicirculare $K_f = 1$, avantbec ogival $K_f = 0{,}85$, pile dreptunghiulare $K_f = 1{,}25$); K_α — coeficient care ține seama de unghiul de atac al curentului (pentru $\alpha = 0$, $K_\alpha = 1$).

Afuierile totale în zona pilelor se calculează adăugînd la afuierile locale afuierile generale sub pod.

6.4.3. SUPRAÎNĂLȚĂRILE DE NIVEL

Rampele de acces la pod, pilele și culeele acestuia micșorează în mare măsură secțiunea de curgere. În amonte de pod nivelurile prezintă o supraînălțare necesară creării pantelor și vitezelor de curgere sporite prin secțiunea îngustată. Dacă în vecinătatea podului nu s-au prevăzut lucrări de regularizare, zona activă de curgere a rîului are în plan forma caracteristică de pîlnie, cu pantele laterale puternic înclinate. Apele din albia majoră curg paralel cu rampele de acces și dau naștere unor turbioane și unor curenți transversali foarte periculoși. Curenții transversali exercită o presiune laterală puternică asupra vînei de apă care curge pe sub pod și prin variația intensității lor creează o mare nestabilitate a curgerii. Firele de curent nu mai conturează culeele podului și secțiunea de curgere prezintă o contracție. Distanța între axul podului și secțiunea de curgere cea mai redusă situată în aval de aceasta este funcție de deschiderea podului și caracteristicile curgerii. Mai spre aval, gîtul pîlniei începe să se lărgească sub un unghi care la început nu depășește 20° (fig. 6.24).

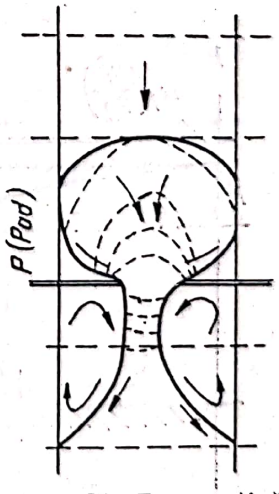


Fig. 6.24. Zona activă de curgere în sectorul unui pod.

Racordările cu nivelul natural al rîului se fac la ambele extremități la distanțe apreciabile de pod, funcție de caracteristicile curgerii și strangularea secțiunii.

Datorită remuului produs în amonte de pod și a micșorării vitezelor de curgere în această regiune, capacitatea de transport a curentului scade sub cea normală; o parte din aluviunile purtate de rîu se depun, formînd bancuri și supraînălțînd local fundul albiei. În vecinătatea imediată a podului, unde din cauza micșorării secțiunii de curgere vitezele sînt mai mari, capacitatea de eroziune și transport a apelor rîului sporește uneori considerabil; aceasta cu atît mai mult, cu cît aici apele rîului sosesc mai curate, prin decantarea în sectorul amonte. Rezultă afuieri puternice în zona gîtului pîlniei. Mai spre aval, în măsura în care secțiunile active de curgere se măresc, vitezele descresc și odată cu ele și capacitatea de eroziune și transport a apei. Curentul încărcat cu aluviunile antrenate din gîtul pîlniei începe să depună și în sectorul de racordare apar bancuri, supraînălțări ale fundului.

Este evident că modificările suprafeței libere de curgere cît și cele ale fundului sînt funcție de nivelul și durata apelor mari și că din cauza caracterului nestabil al curgerii, ele sînt variabile în timp. Urmînd legile generale, albia cursului de apă în sectorul podului evoluează mai repede în perioada apelor mari; în perioada scăderii apelor, unele porțiuni ale rîului evoluează în sens invers. În zona albiei majore, împotmolirile și afuierile nu se compensează, întrucît aceste zone se eliberează repede de apă. Modificările luncii inundabile, în regiunea podului, nu au un caracter ciclic, ci se dezvoltă într-o singură direcție.

Supraînălțările de nivel datorite îngustării secțiunii de curgere creată prin construcția podului se calculează acoperitor, fără luarea în considerare a afuierilor, cu relația (fig. 6.25) [66].

$$h_1^* = K^* \frac{u_{2p}'^2}{2g} + \alpha \left[\left(\frac{\omega_{2p}}{\omega_4} \right)^2 - \left(\frac{\omega_{2p}}{\omega_1} \right)^2 \right] \frac{u_{2p}'^2}{2g} \qquad (6.9)$$

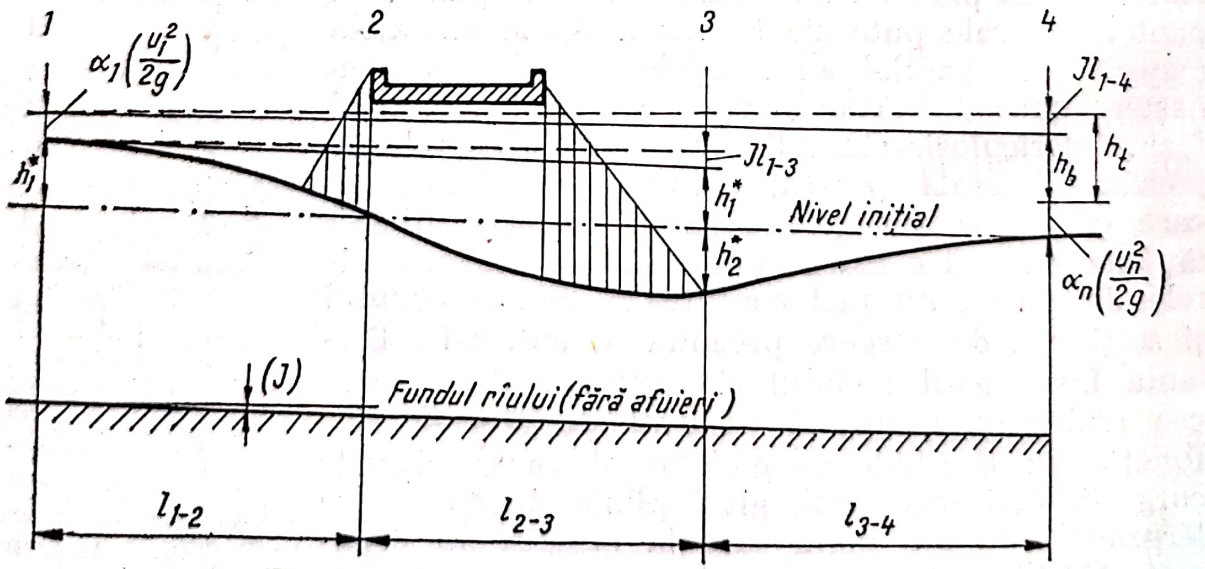


Fig. 6.25. Profil în lung prin axul curentului.

în care

h_1^* este supraînălțarea maximă de nivel (secțiunea 1) ;

h_b — pierderea de sarcină datorită îngustării secțiunii de curgere;

h_t — pierderea totală de sarcină între secțiunea 1 și 4, $h_t = Il_{1-4} + h_b$;

ω_{2p} — secțiunea de curgere rămasă sub pod, din care nu s-a scăzut partea acoperită de pile. Nivelul apei corespunzător debitului de calcul se consideră același ca în regim natural (secțiunea 2) ;

u_{2p} — viteza în secțiunea strangulată a podului înainte de producerea afuierilor, $u'_{2p} = \frac{Q}{\omega_{2p}}$;

ω_1 — secțiunea de curgere în zona remuului maxim, situată la distanța l_{1-2} de pod, cu luarea în considerare a nivelului supraînălțat ;

ω_4 — secțiunea de curgere situată la distanța l_{3-4} de pod în care modificările de nivel datorite prezenței podului dispar complet (secțiunea 4) ;

α — coeficient care ține seama de distribuția neuniformă a vitezelor în secțiunea 1 ; $\alpha = \frac{\Sigma q v^2}{Q u_1^2}$ în care q, v, sînt debitele respectiv vitezele în diferitele părți componente ale secțiunii 1, iar $u_1 = \frac{Q}{\omega_1}$;

K^* — coeficientul de remuu al podului : $K^* = K_1 + K_2 + K_3 + K_4$:

K_1 = coeficient în funcție de tipul racordărilor la culee (fig. 6.26, tabelul 6.1) ;

Tabelul 6.1

Valorile coeficienților K_1 și K_2

Coeficientul	M								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
K_1									
tipul *a*	1,92	1,68	1,40	1,15	0,90	0,66	0,40	0,18	0
„ *b*	1,77	1,52	1,28	1,05	0,80	0,58	0,34	0,12	0
„ *c*	1,58	1,34	1,12	0,88	0,64	0,42	0,24	0,08	0
„ *d*	1,70	1,46	1,20	0,95	0,72	0,45	0,24	0,08	—
K_2									
e = 1,00	0,174	0,172	0,170	0,165	0,158	0,143	0,118	0,078	0
0,95	0,100	0,100	0,100	0,098	0,092	0,084	0,070	0,040	0
0,90	0,050	0,050	0,050	0,050	0,048	0,043	0,034	0,020	0
0,85	0,020	0,020	0,020	0,020	0,019	0,017	0,012	0,008	0
⩽ 0,80	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Scanned with OKEN Scanner

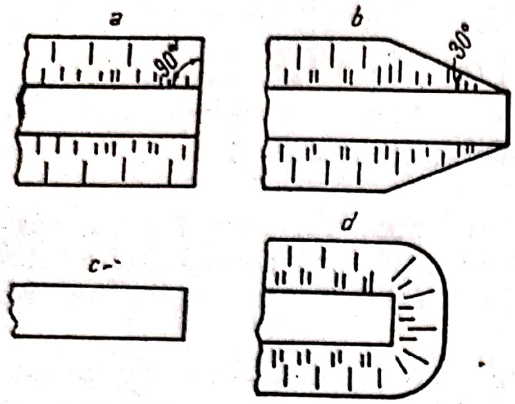


Fig. 6.26. Diferite tipuri de racordări la culee (pentru coef. K_1):
a — cu ziduri întoarse la 90°; *b* — la 30°; *c* — fără taluze; *d* — cu taluze 1,5 : 1.

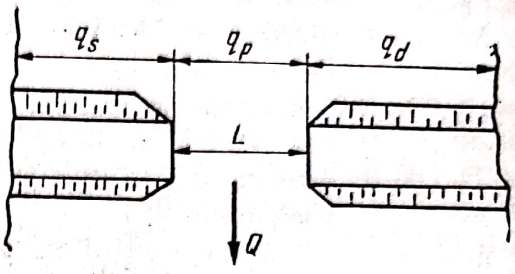


Fig. 6.27. Coeficientul de excentricitate al curgerii (K_2):
$e = (1 - q_s/q_d)$ cînd $q_s < q_d$; $e = (1 - q_d/q_s)$ cînd $q_d < q_s$.

K_2 — coeficient de excentricitate a debuşeului podului (fig. 6.27);
K_3 — coeficient prin care se ţine seama de influenţa pilelor (fig. 6.28);
K_4 — coeficient de oblicitate.

Expresia de mai sus este valabilă dacă în sectorul în care este amplasat podul albia rîului este stabilă, secţiunile de curgere şi pantele nu se modifică, iar curgerea rămîne în regim lent.

Valoarea secţiunii de curgere ω_1 care nu este cunoscută poate fi determinată cu oarecare aproximaţie, calculînd iniţial valoarea lui h_1^* din expresia simplificată $h_1^* = K^* \frac{u_{2p}'^2}{2g} = D$

Cu aceasta se obţine:

$$\omega_1 = \omega + Bh_1^* \qquad (6.10)$$

care introdusă în expresia (6.9) determină o nouă valoare pentru h_1^*. Calculul prin aproximaţii continuă pînă cînd diferenţa între două valori succesive a lui h_1^* este foarte mică. Ultimul termen al expresiei (6.9) reprezintă diferenţa energiei cinetice între secţiunile 1 şi 4. Ea poate fi omisă dacă:

$$M > 0{,}7;\ u_{2p}' < 2 \text{ m/s},\ K^* \frac{u_{2p}'^2}{2g} < 0{,}15 \text{ m}.$$

M fiind egal cu raportul dintre fracţiunea din debitul de calcul care curge prin secţiunea de lăţime L corespunzătoare lungimii proiectate a podului şi debitul de calcul Q; $M = \frac{Q_p}{Q}$.

Distanţa L^* a remuului maxim h_1^* de pod (secţiunea 2) se poate determina cu ajutorul diagramei din figura 6.29.

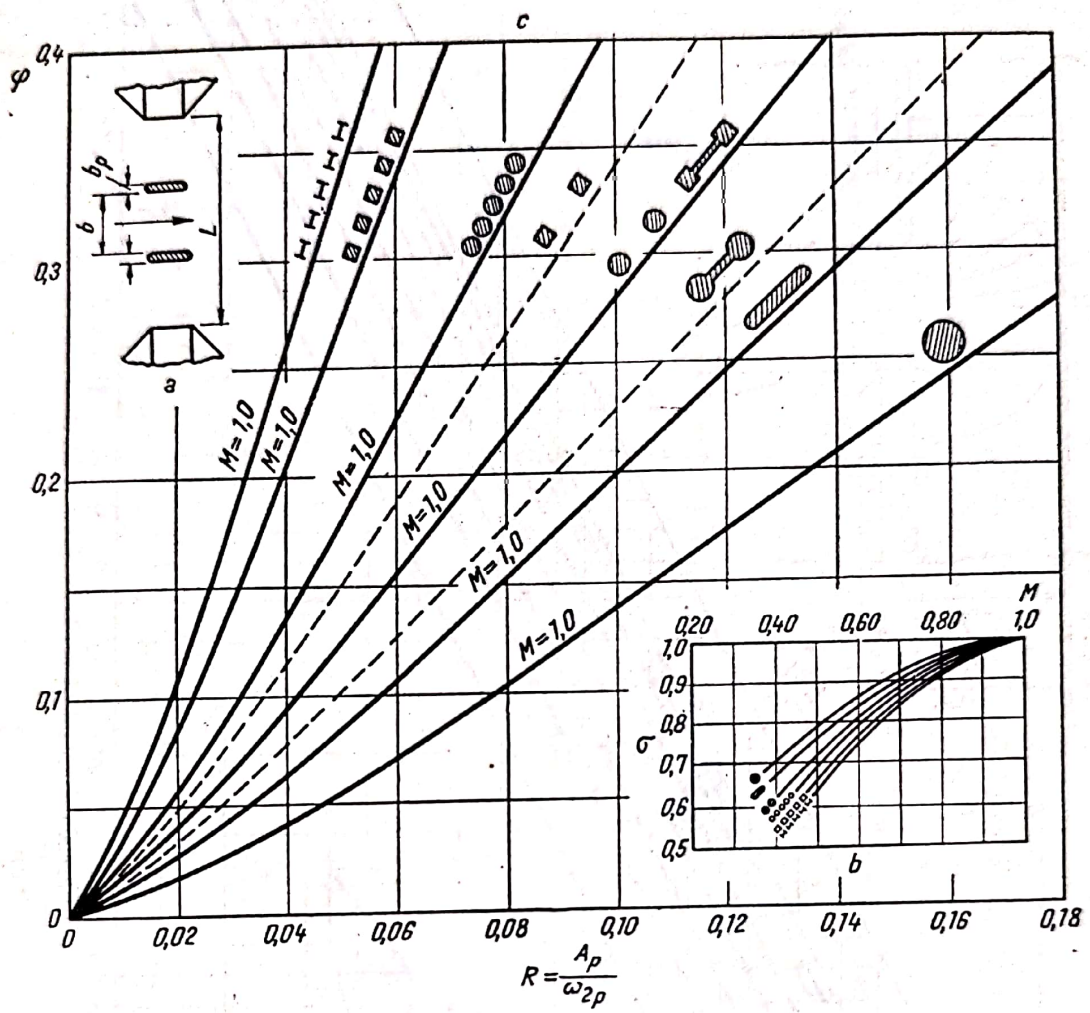


Fig. 6.28. Diagrama pentru determinarea coeficientului $K_3 = \sigma.\varphi$:

a — schema în plan; b_p — lățimea pilelor; h_p — înălțimea pilelor expusă curentului; N — numărul pilelor; $A_p = \sum_1^n b_p h_p$ (suprafața obstruată de pile);

b — diagramă pentru determinarea coeficientului σ (funcție de M și forma pilelor);

c — diagramă pentru determinarea coeficientului φ (funcție de $R = A_p/\omega_{2p}$ și M).

6.4.4 LUCRĂRI DE REGULARIZARE

Lucrările de regularizare care se construiesc la poduri se pot împărți în două categorii, după cum ele acționează asupra curgerii la apele mici și medii (lucrări în albia minoră) sau la apele mari (lucrări în albia majoră). Din punct de vedere al amplasamentului se deosebesc : lucrări de regularizare în albia minoră sau cea majoră situate în amonte sau în aval de pod, lucrări de dirijare ale curentului situate în imediata vecinătate a podului, de multe ori legate de infrastructura și rampele acestuia.

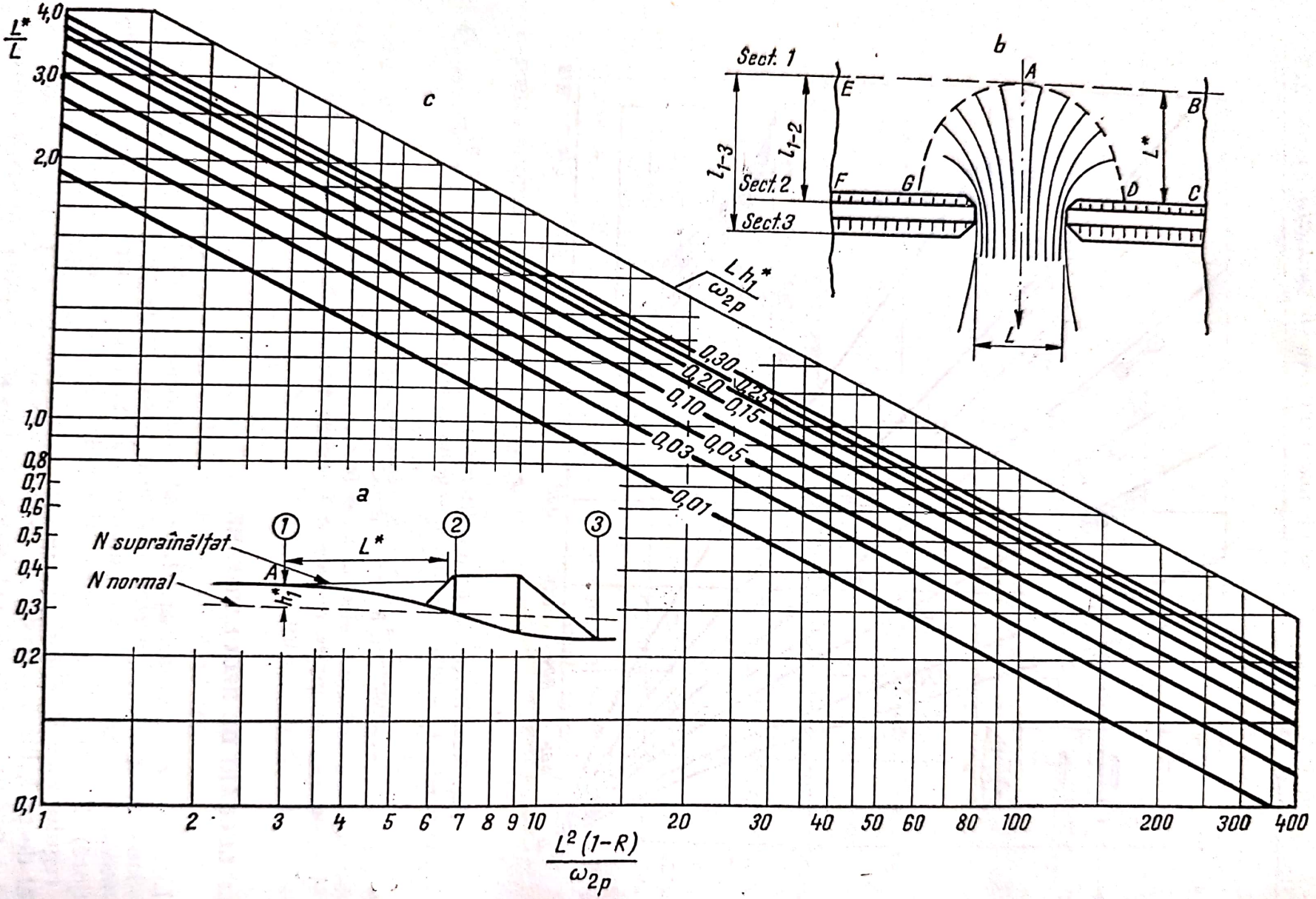


Fig. 6.29. Distanța remuului maxim L^*:

a — profil în lung; *b* — plan; *c* — diagramă pentru determinarea distanței L^* (R — conform figurii 6.28).

Scanned with OKEN Scanner

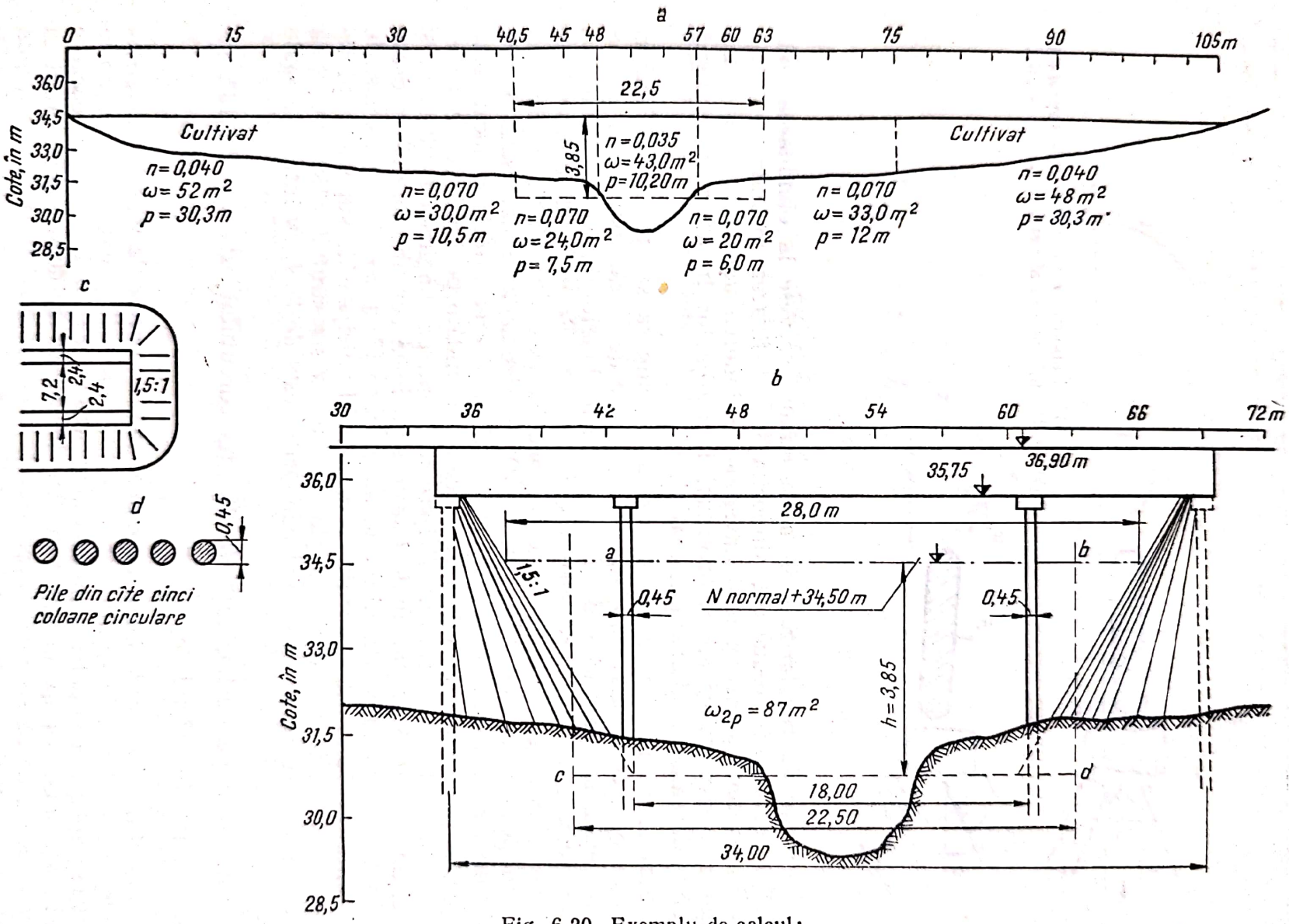


Fig. 6.30. Exemplu de calcul:
a — secțiune transversală prin albia rîului; *b* — secțiune prin pod; *c* — detalii de construcție.

Scanned with OKEN Scanner

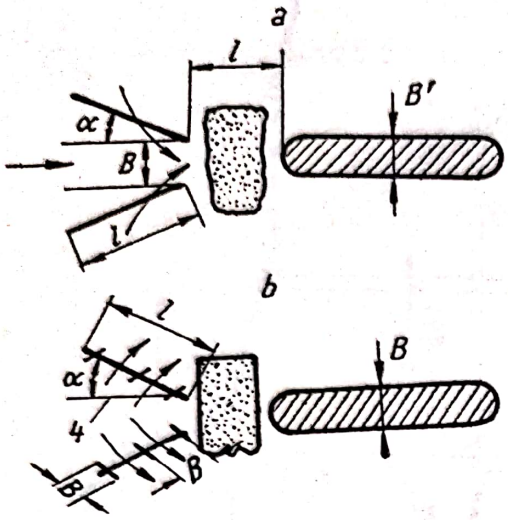


Fig. 6.31. Panouri de fund (*a*) și de suprafață (*b*) pentru micșorarea afuierilor locale la pile.

Lucrările de regularizare în albia minoră servesc la eliminarea oblicității traversării, reducerea sinuozităților și fixarea meandrelor într-o poziție optimă pentru pod și navigație, închiderea unor brațe secundare, sporirea adîncimilor albiei (eventual limitarea lor în anumite secțiuni), consolidarea albiei și apărarea malurilor.

Traseul de regularizare a sectorului trebuie să se sprijine pe maluri înalte, bine consolidate. Se utilizează tipurile de lucrări obișnuite, și anume : epiurile, pragurile de fund, digurile longitudinale de dirijare și transversale de închidere, apărările de mal etc. Se mai pot utiliza dispozitivele fixe sau plutitoare pentru modificarea intensității și direcției circulației transversale. În figura 6.31, *a*, circulația transversală pentru dirijarea aluviunilor tîrîte spre pilă și împiedicarea afuierilor locale este produsă de o serie de suluri de fascine scufundate pe fund. Acestea formează un fel de panouri de dirijare de fund, cu lungimea $l=(3...5)h_p$ și înălțimea $a=(0{,}3...0{,}5)h_p$, unde h_p este adîncimea cursului de apă în dreptul pilei, la ape mici. Unghiul α se alege între 18° și 20°. În figura 6.31, *b*, sistemul de fund este înlocuit cu panouri de dirijare de suprafață, plutitoare sau fixate pe piloți. Lungimea totală a sistemului se ia aceeași ca și în cazul precedent. Numărul panourilor este de 3...4, cu intervale egale cu lățimea pilei.

Înclinarea panourilor față de direcția curentului este $\alpha=12°...18°$, iar adîncimea de cufundare, $\frac{h_p}{2}$.

Lucrările de regularizare în albia majoră servesc la : oprirea tendințelor de ocolire a podului prin eroziunea malurilor, exercitată de apele mari ; apărarea împotriva inundațiilor ; realizarea unui contur de curgere hidrodinamic (astuparea intrîndurilor locale) și dirijarea apelor mari la pod, astfel ca să se realizeze o trecere cît mai gradată de la secțiunea curentă a rîului la secțiunea de curgere a podului și invers (în aval),

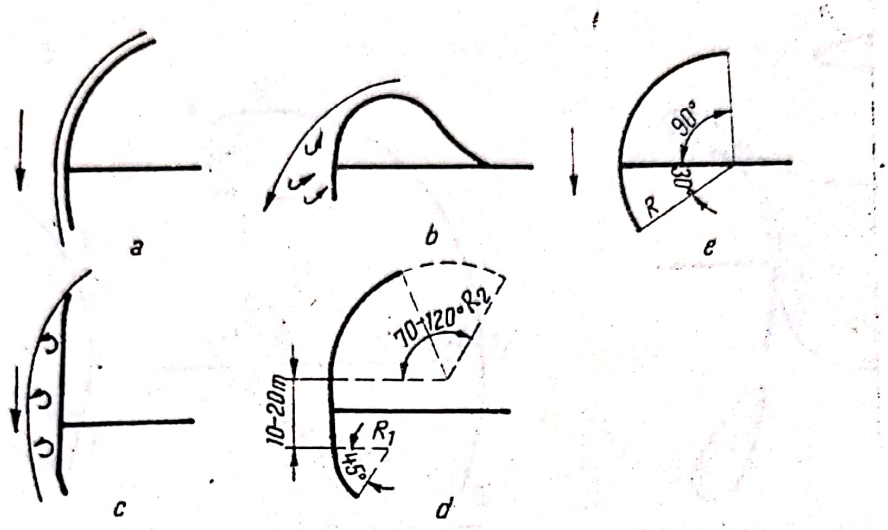


Fig. 6.32. Diguri de dirijare la poduri:
a, c, d, e — forme de pinten; *b* — formă de pară.

fără curenți transversali puternici și fără anafoare. Se utilizează în special digurile longitudinale insubmersibile, cu sau fără traverse de legătură și compartimentare, epiurile, apărările de mal.

Lucrările de regularizare în albie, la trecerile importante, se întind pe cîțiva kilometri în amonte și în aval de pod. Ele sînt foarte costisitoare și în unele cazuri depășesc valoarea podului. De aceea trebuie proiectate cu o deosebită grijă. Fiind vorba despre o amenajare locală, încercările pe modele sînt indicate, dînd rezultate bune. Încercările sînt necesare și din cauză că nu se dispune de metode de calcul sigure.

Digurile de dirijare la pod pot avea unul sau două puncte de contact cu culeea și terasamentele de acces la pod (fig. 6.32); rezultă digurile de dirijare în formă de *pinten* sau în formă de *pară*. În acest din urmă caz, golul care se formează între digul de dirijare și terasamentul rampei de acces poate fi umplut cu pămînt; ansamblul capătă aspectul unui con de racordare foarte dezvoltat. În prezent digurile de dirijare în formă de pară se întrebuințează destul de rar. De asemenea nu se mai utilizează diguri rectilinii, la care dirijarea curentului se face defectuos. Cele mai frecvente sînt digurile de dirijare în formă de pinten curbiliniu. Conturul lor se realizează din două arce de cerc racordate printr-o scurtă porțiune rectilinie, dintr-un singur arc de cerc așezat nesimetric față de axul podului, din mai multe arce de cerc, formînd un mîner de coș etc.

Dacă digurile de dirijare sînt bine concepute, curgerea pe sub pod este mult îmbunătățită. Firele de curent sînt paralele și căderea de nivel locală se depărtează de pod. Racordarea biefurilor se face pe o lungime relativ mare, cu o pantă continuă, iar vitezele se uniformizează atît în lung cît și în secțiunea transversală. În acest fel se elimină turbioa-

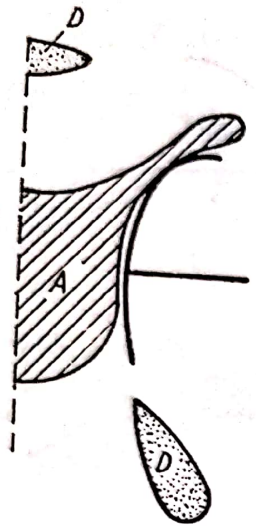


Fig. 6.33. Afuieri și depuneri la un pod cu diguri de dirijare:
A — afuieri;
D — depuneri.

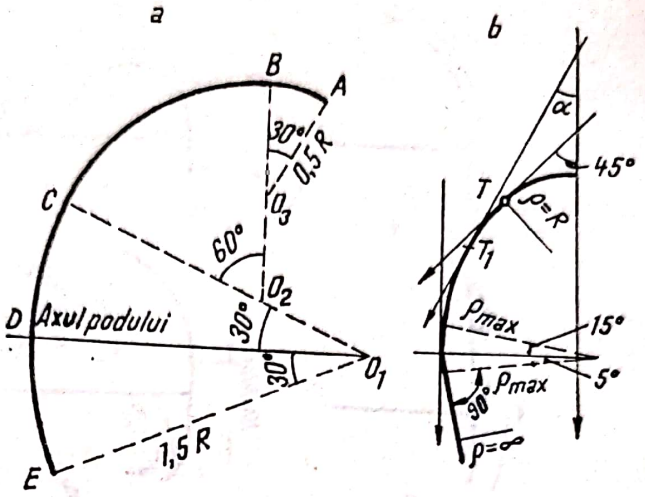


Fig. 6.34. Trasarea digurilor de dirijare:
a — mîner de coș; *b* — cu rază de curbură variabilă.

nele și curenții transversali prea puternici și odată cu aceștia strangulările secțiunii de curgere, afuierile la pile și culee, deformațiile puternice ale albiei (fig. 6.33).

Trasarea digurilor de dirijare (fig. 6.34) se realizează curent în mîner de coș. Raza principală se determină cu formula $R=mL$, m fiind un coeficient în funcție de procentul din debitul de calcul Q_{max}, care trece prin deschidere în regim natural, și anume :

50% Q_{max}, $m=1,0$;	80% Q_{max}, $m=0,3$;
60% Q_{max}, $m=0,7$;	90% Q_{max}, $m=0,2$;
70% Q_{max}, $m=0,5$;	100% Q_{max}, $m=0,1$.

L — lungimea podului, calculată fără decapări și cu valoarea maximă a coeficientului de eroziune ($A=1,5$).

Studii aprofundate pentru trasarea digurilor de dirijare au fost făcute de N. M. Mitropolski și O. V. Andreev. Acesta din urmă propune pentru raza de curbură variabilă ρ a acestor diguri formula :

$$\rho = \frac{Q_{max}}{Q_{max} - Q_r} \frac{(C^2h)_{Ms}}{g} \operatorname{ctg}\alpha = R \operatorname{ctg}\alpha; \qquad (6.11)$$

pentru $\alpha = 45°$, $\rho = R$, în care:

Q_r este fracțiunea din debitul de calcul care trecea prin secțiunea albiei majore, acoperită acum de rampele de acces ;

$(Ch)_{Ms}$ — coeficientul de viteză, respectiv adîncimea medie inițială în regim natural, corespunzătoare lui Q_{max}, în albia majoră, stînga sau dreapta ;

α — unghiul format de tangenta la parametrul digului de dirijare curb, cu direcția generală de curgere sub pod.

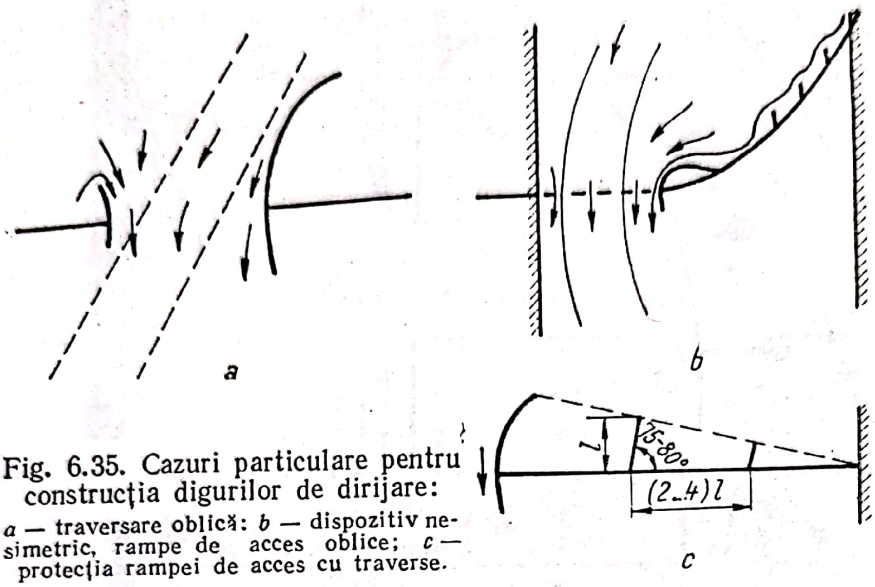


Fig. 6.35. Cazuri particulare pentru construcția digurilor de dirijare:
a — traversare oblică; *b* — dispozitiv nesimetric, rampe de acces oblice; *c* — protecția rampei de acces cu traverse.

În aval de pod, digurile de dirijare pot avea un traseu curbiliniu sau, mai simplu, rectiliniu. În cazul unei așezări simetrice, digurile de dirijare aval trebuie să realizeze, în plan, o formă de pîlnie. Evazarea, care poate începe imediat în aval de pod, se face sub un unghi de 10...15°, însă nu mai mare decît 20°. Lungimea digurilor de dirijare aval poate fi luată, pe baza rezultatelor încercărilor pe model, egală cu jumătate din lungimea celor superioare.

Cîteodată, digurile de dirijare, determinate prin calcul, sînt atît de mici, încît sferturile de con le acoperă în întregime, sau în mare parte. În astfel de cazuri rolul digurilor de dirijare îl îndeplinesc racordările conice ale căror dimensiuni rămîn neschimbate (dacă ele acoperă în întregime digurile) sau se dezvoltă într-o măsură oarecare în plan (dacă ele nu acoperă decît parțial digurile).

De cele mai multe ori, condițiile optime de traversare nu se pot realiza. Podurile trebuie așezate pe sectoare curbe, în albii majore asimetrice. Dacă traversarea este oblică, digurile de dirijare trebuie dezvoltate inegal. Dacă debușeul podului este situat asimetric spre un mal al albiei majore, rampele de acces trebuie să servească și la dirijarea apelor din albia majoră spre deschiderea podului. Dispozitivele se văd în figura 6.35. Se obțin rezultate bune prin folosirea atît a digurilor de dirijare curbilinii, cît și a celor rectilinii. Traversele se construiesc pentru îndepărtarea curentului care lovește oblic digurile de dirijare.

În figura 6.36 se arată lucrările de regularizare executate pe rîul Gilort la traversarea podului de șosea, la Capul Dealului.

Aplicație.

În albia unui rîu a cărui secțiune transversală este arătată în figura 6.30, *a* urmează să se construiască un pod de șosea, care conform importanței căii terestre pe care o deservește poate fi încadrat în clasa a IV-a.

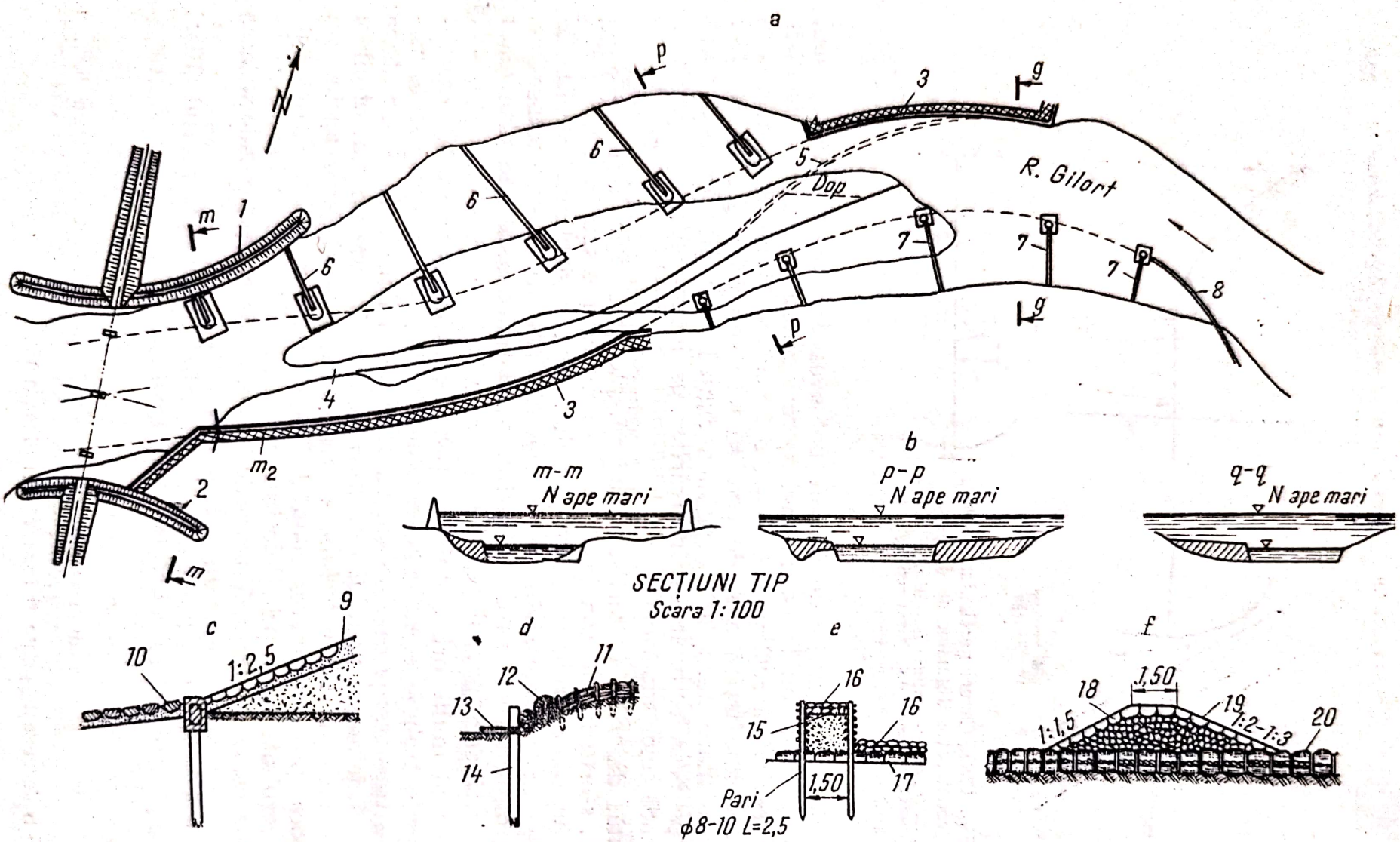


Fig. 6.36. Lucrări de dirijare la pod și străpungere, pe rîul Gilort:

a — plan; *b* — secțiuni transversale caracteristice; *c* — apărarea digului de dirijare la pod; *d* — apărare de mal; *e* — secțiune prin epiu; *f* — secțiune prin capul epiului.

1 — dig de dirijare la pod, dreapta (l=200 m); *2* — dig de dirijare la pod, stînga (l=120 m); *3* — apărare de mal; *4* — canal de străpungere; *5* — lucrări provizorii de închidere și dirijare; *6* — epiuri de tip greu; *7* — epiuri de tip ușor; *8* — dig longitudinal de dirijare; *9* — pereu uscat; *10* — saltea de beton armat; *11* — caroiaj din garduri de nuiele; *12* — suluri de nuiele ∅60 cm; *13* — pat de nuiele; *14* — piloți de lemn l=3,00 m, ∅20 cm, *15* — împletitură de nuiele; *16* — anrocamente; *17* — saltea de fascine (un strat); *18* — anrocamente, d=40...60 cm; *19* — pereu uscat; *20* — saltea de fascine (3 straturi).

Scanned with OKEN Scanner

Debitul de calcul $Q_{2\%} = 202$ m³/s, panta generală de curgere $I = 0{,}00042$. Nivelurile, coeficienții de rugozitate, suprafețele, vitezele de curgere și celelalte elemente geometrice și hidraulice sînt arătate în figura 6.30 și tabelul 6.2.

Patul albiei minore (secțiunea centrală 48...57) este alcătuit din material aluvionar de pietriș mărunt cu $d_m = 15$ mm. Adîncimea maximă în regim natural 5 m. Să se verifice stabilitatea albiei și să se determine lungimea podului, afuierile și remuul.

Tabelul 6.2

Calculul remuului

Secțiunile		n	ω m²	p m	$R = \frac{\omega}{p}$ m	$v = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2}$ m/s	$q = \omega v$ m³/s		$\varepsilon q v^2$
ω_{Ms}	0 ... 30,0	0,040	52	30,3	1,72	0,73	38.200	Q_{Ms}	19,8
	30,0... 40,5	0,070	30	10,5	2,86	0,59	17,700		6,1
ω_{2p}	40,5... 48,0	0,072	24	7,5	3,20	0,63	15,200	Q_m	6,1
	48,0... 57,0	0,035	43	10,2	4,20	1,53	65,700		153,1
	57,0... 63,0	0,070	20	6	3,33	0,65	13,100		5,6
ω_{Md}	63,0... 75,0	0,070	33	12	2,75	0,57	18,900	Q_{Md}	6,2
	75,0... 105,0	0,040	48	30,3	1,58	0,70	33,400		16,2
			$\Sigma\omega = 250$ m²				$Q = 202{,}200$ m³/s		213,1 m⁵/s³

Răspuns:

1) *Verificarea stabilității albiei minore la debitul de calcul.* Pentru $d_m = 15...25$ mm, $u_{01} = 1{,}2...1{,}4$ m/s (tabelul 2.2);

$$u_c = u_{01} \cdot h^{0,2} = 1{,}2 \cdot 4{,}2^{0,2} \cong 1{,}6 \text{ m/s} > u_{ef} = 1{,}53 \text{ m/s}.$$

2) *Lungimea podului.* Debitul corespunzător albiei minore (secțiunile 48...57), $Q_m = 64{,}500$ m³/s, lățimea albiei minore $B = 9$ m.

$$u_{Ms} = \frac{\Sigma q_{Ms}}{\Sigma \omega_{Ms}} = \frac{38{,}2 + 17{,}7 + 15{,}2}{52 + 30 + 24} = \frac{71{,}1}{106} = 0{,}67 \text{ m/s}$$

$$u_{Md} = \frac{\Sigma q_{Md}}{\Sigma \omega_{Md}} = \frac{13{,}10 + 18{,}9 + 33{,}4}{20 + 33 + 48} = 0{,}65 \text{ m/s}$$

$\mu_m = \varepsilon e$, $e = \frac{l}{l + b}$; distanța între pile $l = 18$ m, lățimea acestora $b = 0{,}45$ m;

$$\varepsilon = \frac{18{,}00}{18{,}45} = 0{,}98; \quad \varepsilon = 0{,}97; \quad \mu_m = 0{,}98 \times 0{,}97 = 0{,}95.$$

Se presupune că s-a ales $\omega_{pMd} = 20$ m² (secțiunile 57,0...63,0); din diagrama 6.22 pentru $d_m = 15$ mm și $h_m = 3{,}33$ rezultă $A = 1{,}5$

$$\omega_{pMs} = \frac{202 - 0{,}98 \cdot 1{,}5 \cdot 65{,}7}{0{,}67 + 1{,}53\,(0{,}95 \cdot 1{,}5 - 1)} - 20\,\frac{1{,}53(0{,}95 \cdot 1{,}5 - 1) + 0{,}65}{1{,}53(0{,}95 \cdot 1{,}5 - 1) + 0{,}67} = 62{,}4\ \text{m}^2$$

$$h_{pMs} = \frac{30 + 24 + 8}{7{,}5 + 10{,}5 + 3} = 2{,}95\ \text{m},\ h_{pMd} = \frac{20}{6} = 3{,}35\ \text{m}\ \text{(secțiunile 27...48, 57...63)}$$

$$L = 9 + \frac{62{,}4}{3} + \frac{35{,}8}{3{,}3} = 35{,}8\ \text{m}.$$

Pe baza studiului tehnico-economic s-a ales schema de construcție din figura 6,30, *b*. Podul cu o lungime de 34 m acoperă cele 3 secțiuni centrale ale albiei care au o lungime de 22,5 m, o suprafață de 24+43+20=87 m² și o adîncime medie de 3,85 m.

Suprafața efectivă de curgere pe sub pod, la nivelul debitului de calcul în regim natural și fără afuieri, este :

$$\omega = \frac{28 + 18}{2} \times 3{,}85 = 88{,}5\ \text{m}^2,\ \text{apropiată de cea teoretică de 87 m}^2.$$

Înălțimea liberă sub pod (la nivelul de calcul) 35,75—34,50=1,25 m, egală cu cea prescrisă de norme.

3) *Calculul afuierilor:*

$q_m = u_m\, h_m\, A\, \mu_m = 1{,}53 \cdot 3{,}85 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}95 = 8{,}4$ m³/sm care corespunde cu debitul specific efectiv sub pod $q'_{ef} = \frac{202}{22{,}5} = 9{,}0$ m³/s,

Dacă $q'_m = q_c$ și $q'_c = h_m^a \cdot u_c = u_{01}(h_m^a)^{1,2}$,

$$h_m^a = \sqrt[1,2]{\frac{8{,}4}{1{,}2}} = 5{,}0\ \text{m}$$

Față de adîncimea medie în regim natural de 3,85 m din albia minoră, rezultă un coeficient de afuiere efectiv.

$$A_1 = \frac{5{,}0}{3{,}85} = 1{,}30 < 1{,}5$$

Adîncimea maximă după afuiere $h_{m\,max}^a = 5 \cdot \frac{5{,}0}{3{,}85} = 6{,}5$ m.

— Afuierile locale la pile: $b = 0.45$ m, $K_f = 1$, $K_\alpha = 1$: conform celor arătate $u_p = 1{,}53$m/s, $u_c = 1{,}2 \cdot 5{,}0^{0,2} = 1{,}65$ m/s.

$$u_p \cong u_c,\ h_{af} = 2{,}42 \cdot 0{,}45 \left(\frac{1{,}65}{9{,}81 \cdot 0{,}45}\right)^{1/3} \cong 0{,}92\ \text{m}$$

Adîncimea totală de afuiere în zona pilelor 5,0+0,92=5,92 m sau 5,92—3,85=2,07 m sub nivelul mediu al fundului din albia minoră în regim natural.

Scanned with OKEN Scanner

4) *Calculul remuului*:

$$\text{coeficientul } \alpha = \frac{\Sigma q\, u^2}{Q\, u_1^2} = \frac{213{,}1}{202\left(\frac{202}{250}\right)^2} = 1{,}61$$

$$\text{coeficientul } M = \frac{q_p}{Q} = \frac{94}{202} = 0{,}46$$

Secțiunea obstruată de pile $A_p = 2 \cdot 3{,}85 \cdot 0{,}45 = 3{,}50$ m²; $R = \frac{A_p}{\omega_{2p}} = \frac{3{,}50}{87} = 0{,}04$; din diagrama 6.28, *b* pentru $M = 0{,}46$ și 5 secțiuni circulare corespunde $\sigma = 0{,}64$, iar din diagrama 6.28, *c* pentru $R = 0{,}04$ rezultă $\varphi = 0{,}13$. Deci $K = \sigma\varphi = 0{,}64 \cdot 0{,}13 = 0{,}083$.

Pentru racordări cu taluz (tip *d*) și $M = 0{,}46$ din tabelul 6.1 rezultă $K_1 = 1{,}06$.

Din tabelul 6.2 se poate deduce $Q_{Ms} = 55{,}9$ m³/s, $Q_{Md} = 52{,}3$ m³/s; $\frac{Q_{Md}}{Q_{Ms}} = \frac{52{,}3}{55{,}9} = 0.84$; coeficientul K_2 de excentricitate este deci nul. Traversarea fiind normală și coeficientul K_3 de oblicitate este nul. Rezultă $K^* = K_1 + K_3 = 1{,}06 + 0{,}083 = 1{,}14$.

$$h_1^* = K^* \frac{u_{2p}^2}{2g} = 1{,}14\left(\frac{202}{87}\right)^2 \frac{1}{2 \cdot 9{,}81} = 0{,}31 \text{ m}$$

Utilizînd această valoare aproximativă a lui h_1^* se determină noua valoare a secțiunii ω_1 adăugînd la suprafața $\omega = 250$ m² din regim natural, suprafața datorită supraînălțării: $\omega_1 = 250 + 105 \times 0{,}31 = 282{,}5$ m². Dacă se presupune că în regim natural $\omega_1 = \omega_4$ (ceea ce nu este totdeauna cazul) se obține:

$$h_1^* = 0{,}31 + 1{,}8\left[\left(\frac{87}{250}\right)^2 - \left(\frac{87}{282{,}5}\right)^2\right]\left(\frac{202}{87}\right)^2 \frac{1}{2 \cdot 9{,}81} = 0{,}32 \text{ m}$$

Noua valoare a lui h_1^* fiind foarte apropiată de precedenta, calculul prin aproximații succesive poate fi oprit aci.

Distanța L^* față de pod la care se produce supraînălțarea maximă h_1^* se determină din figura 6.29; $L = 22{,}5$ m,

$$R = \frac{A_p}{\omega_{2p}} = 0{,}040, \quad \frac{L^2(1-R)}{\omega_{2p}} = \frac{22{,}5^2\,(1-0{,}038)}{87} = 5{,}6 \text{ m}$$

$$\frac{Lh_1^*}{2p} = \frac{22{,}5 \cdot 0{,}3}{87} = 0{,}086$$

Rezultă $\frac{L^*}{L} = 1{,}6$ sau $L^* = 1{,}6 \times 22{,}5 = 36$ m. Cota maximă a apei în fața podului: $34{,}50 + IL^* + h^*_1 = 34{,}50 + 0{,}00042 \times 36 + 0{,}32 = 34{,}84$ m.

CAPITOLUL 7

AMENAJAREA TORENȚILOR

7.1. CARACTERISTICI MORFOLOGICE

Torenții sînt cursuri de apă caracteristice regiunilor muntoase și deluroase cu pante mari și neregulate, cu apă puțină sau chiar seci în cea mai mare parte a anului și care, în timpul ploilor mari și topirii zăpezilor, prezintă viituri violente și de scurtă durată. Datorită vitezelor mari, torenții au o mare capacitate de eroziune și antrenare, putînd transporta în timpul viiturilor cantități importante de aluviuni grosiere, bolovani, copaci etc., pe care le depun aproape în întregime în partea inferioară a cursului lor.

Formațiile torențiale secundare sînt :

— *ogașele*, forme de eroziune în adîncime pînă la cca 2,0 m, provenite din dezvoltarea șiroirilor, orientate de obicei după linia de cea mai mare pantă și urmărind profilul terenului pe care se dezvoltă ;

— *ravenele*, forme de eroziune în adîncime care depășesc ca proporție ogașul, cu profil transversal neregulat și cu un profil longitudinal diferit de profilul terenului pe care se dezvoltă, prezentînd deseori praguri de eroziune.

Un torent complet prezintă următoarele părți caracteristice : *bazinul de recepție* sau regiunea superioară de eroziune, *canalul de curgere* sau zona mijlocie de transport și *conul de dejecție* sau zona inferioară de depunere.

Se deosebesc torenți în activitate și torenți inactivi sau împotmoliți. Din punctul de vedere al cantității de aluviuni transportate se deosebesc torenți limpezi și torenți noroioși, la care greutatea volumetrică a pulpei depășește 12...15 kN/m^3 (1,2...1,5 tf/m^3).

Torenții pot produce importante degradări de teren, inundații și modificări bruște în configurația albiei și regimul de curgere al rîurilor în care debușează. Prin accentuarea eroziunii în adîncime, formațiile torențiale pot compromite stabilitatea versanților, lucrările de combatere a eroziunii solului, plantațiile silvice etc.

Bazinul de recepție prin întinderea, forma și panta sa medie, precum și prin culturile și amenajările existente în cuprinsul său, are o mare importanță asupra dezvoltării formațiilor torențiale.

Canalul de curgere formează zona mijlocie de transport prin care trece debitul lichid și tot materialul adus de apă din bazinul de recepție.

Scanned with OKEN Scanner

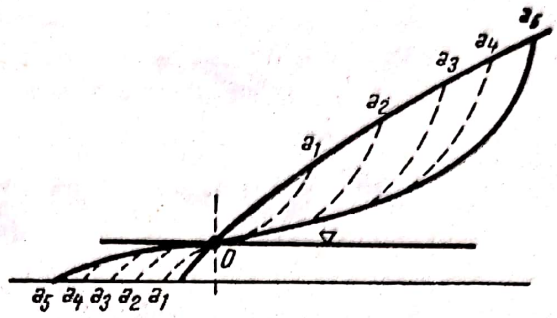


Fig. 7.1. Profil de echilibru și nivel de bază.

Profilul transversal în partea superioară a canalului de curgere are forma caracteristică de *V*. Spre mijloc, din cauza eroziunilor și mai ales a prăbușirilor, secțiunea capătă o formă mai lărgită, cu vîrfurile ceva mai rotunjite. În porțiunea aval, secțiunea transversală a torentului se apropie de forma trapezoidală. În ce privește profilul în lung, forma acestuia depinde de mai mulți factori precum : caracteristicile hidrologice și hidraulice ale curgerii, structura geologică a fundului, vîrsta torentului etc.

Profilele în lung succesive în timp, oscilează în jurul unui punct situat în planul nivelului de bază, punct denumit *punct de bază* (fig. 7.1).

Nivelul de bază este o caracteristică naturală a fiecărui torent. Dacă prin lucrări tehnice se influențează acest nivel, intervin modificări importante în evoluția naturală a torentului.

Dacă nivelul de bază coboară, evoluția naturală a torentului este accelerată din cauza creșterii pantei. Torentul, care în acel moment se putea apropia de stadiul final de echilibru, reîntinerește și o violentă eroziune regresivă reîncepe.

Dacă nivelul de bază se ridică (de exemplu prin lucrări transversale), atunci evoluția naturală este întîrziată și în bună parte limitată. Panta canalului de curgere se micșorează, aluvionări regresive se produc din aval spre amonte și vegetația poate pune stăpînire pe versanții degradați.

Modificări în evoluția normală a torenților se produc de asemenea cînd eroziunile în albia torentului interceptează de exemplu un prag stîncos (prag de eroziune) sau chiar o pînză de apă subterană. În acest caz, torentul, alimentat de izvoare, devine un mic pîrîu torențial, cu un oarecare echilibru hidrologic. Vegetația are condiții mult mai bune de dezvoltare, aluviunile sînt oprite pe parcurs și viiturile nu mai au același caracter torențial distrugător.

Panta fundului canalului de curgere, deși mai mică decît a versanților bazinului de recepție, este încă foarte pronunțată, în special în porțiunea superioară a cursului (30% și chiar mai mult). Pe ultimele două treimi, panta scade. Astfel în formațiile terțiare (levantin), această pantă depășește rar 10%. În fliș, panta atinge valori mai mari și de obicei este în trepte.

Stadiile de dezvoltare ale formațiilor torențiale în roci moi, erodabile sînt arătate în figura 7.2.

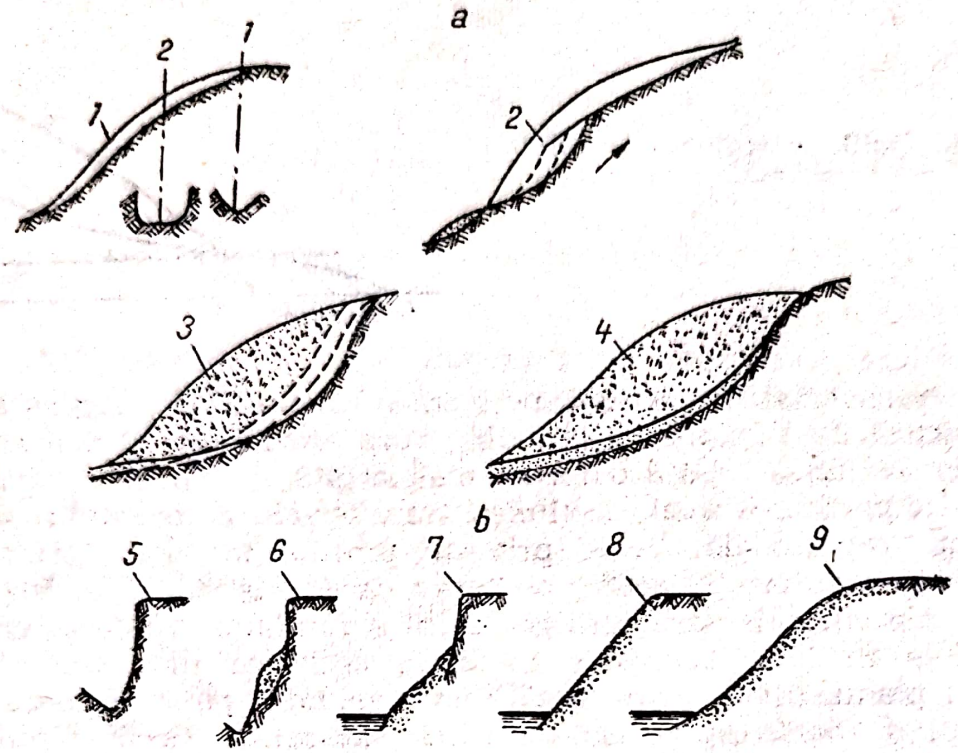


Fig. 7.2. Stadiile de dezvoltare ale formațiilor torențiale în roci moi erodabile:

a — stadii de dezvoltare ale profilelor longitudinale; *b* — stadii de dezvoltare ale malurilor.

1 — stadiul I (ogașe); *2* — stadiul II (eroziune regresivă, praguri); *3* — stadiul III (acumulări); *4* — stadiul IV (acumulări, realizarea pantei de echilibru); *5, 6, 7* — stadii tinere de dezvoltare a malurilor; *8* — stadiu matur; *9* — stadiu de echilibru.

Conul de dejecție termină canalul de curgere la partea lui inferioară. În timp ce bazinul de recepție și canalul de curgere la un torent prezintă forme concave de eroziune, conul de dejecție este o zonă de depunere, cu forme în majoritatea cazurilor convexe. Acesta este alcătuit de fapt dintr-o succesiune de conuri mai mici, care se învelesc ca niște solzi. În aceste conuri, materialul transportat se găsește depus în ordinea descrescîndă a greutății. Din cauza suprapunerii conurilor succesive, o secțiune transversală prin conul de dejecție al unui torent prezintă o structură foarte neregulată, conținînd laolaltă materiale mari, mărunte și fine.

Dacă apa torentului continuă să curgă peste întreg conul de dejecție (în general, după generatoarele acestuia), sîntem în prezența unui *con de dejecție activ*. Dacă curgerea se face printr-un șanț deschis în acest con, sîntem în prezența unui *con de dejecție drenat*.

Conul de dejecție poate lipsi complet atunci cînd canalul de curgere debușează direct în albia unui rîu, care antrenează mai departe aluviunile tîrîte de torent. Dacă rîul colector se găsește la o distanță mare

(cînd la poalele versanților printre care curge torentul se află un platou întins), după ce au depus aproape toate aluviunile în conul de dejecție, apele torentului își deschid o nouă albie de curgere pînă la rîu. Aceasta poate fi considerată ca a patra parte a torentului.

7.2. COEFICIENT DE TORENȚIALITATE, PANTĂ DE COMPENSAȚIE

Viteza medie u' a curentului unui torent care transportă o mare cantitate de aluviuni (spre limita curenților noroioși) este mai mică decît cea a unui curent de apă limpede u care curge în aceleași condiții hidraulice. Raportul K între aceste două viteze se numește *coeficient de torențialitate*. Acesta poate fi determinat din egalitatea cantităților de mișcare $mu = m'u'$ care se mai poate scrie :

$$\frac{\gamma}{g} Q u = \left[\frac{\gamma}{g} Q + \alpha Q \frac{\gamma_{al} - \gamma}{g}\right] u',$$

$$u' = \frac{\gamma}{\gamma + \alpha(\gamma_{al} - \gamma)} u; \quad K = \frac{u'}{u} = \frac{\gamma}{\gamma + \alpha(\gamma_{al} - \gamma)} < 1,$$

în care α este un coeficient de încărcare cu aluviuni.

Coeficientul K nu trebuie confundat cu coeficientul de torențialitate utilizat în hidrologie, care este raportul între debitele maxime și cele medii anuale.

Panta de compensație este panta canalului de curgere pentru care se realizează un echilibru continuu între volumul aluviunilor sosite din amonte și a celor ieșite spre aval.

Pentru pietre cu dimensiuni mari, condiția de stabilitate generală se poate deduce din condiția de stabilitate a pietrelor izolate, expuse curentului. Așa cum s-a arătat (Cap. 2), viteza critică de antrenare (prin lunecare) este în acest caz :

$$u_c = a_1 \sqrt{gd}$$

Din egalitatea $u_c = C\sqrt{RI_c}$ se poate calcula valoarea pantei de compensație I_c.

Pentru materiale mai mărunte, omogene, se pot utiliza de exemplu relațiile lui I. I. Lévi de tipul $u_c = a\sqrt{gd_m}\, f\left(\frac{R}{d_m}\right)$, procedeul de calcul rămînînd în continuare același.

În practica curentă a amenajării torenților se utilizează și următoarea cale de determinare a pantei de compensație în care se ține seamă de încărcarea cu aluviuni a curentului. Conform celor arătate anterior :

$$u' = Ku; \; u'_f = K\beta u = K\beta C\sqrt{RI}$$

Aceste relații nu mai pot fi însă aplicate la torenți cu viteze mai mari decît cele critice (regim rapid, apă emulsionată).

Dacă pietrele izolate au o formă apropiată de un cub cu latura a, forța de impuls a curentului este :

$$F = 1{,}5\gamma \frac{a^2 u_f'^2}{2g} = 0{,}076\,\gamma a^2 K^2 \beta^2 C^2 R I$$

iar forța rezistentă de frecare :

$$R = (\gamma_{al} - \gamma) a^3 f \cos\varphi - (\gamma_{al} - \gamma)\, a^3 \sin\varphi$$

Pentru valori mici ale unghiului φ, $\cos\varphi \sim 1$ și $\sin\varphi \sim 0$; cu $\beta = 0{,}8$:

$$I_c = \frac{af(\gamma_{al} - \gamma)}{0{,}03\gamma K^2 C^2 R} \tag{7.1}$$

Din cele de mai sus rezultă că panta de compensație în accepția de pantă de echilibru limită variază direct cu diametrul și greutatea specifică a materialului tîrît. Deoarece dimensiunile acestuia descresc din amonte în aval pantele de compensație vor descrește și ele spre aval. Rezultă necesitatea de a studia valoarea acestor pante pe sectoare, determinate de caracteristicile materialului tîrît.

Cu cît raza hidraulică R este mai mică, cu atît panta de compensație este mai mare. De aceea este indicat ca lățimea albiei în amonte de lucrările de corecție să fie cît mai mare.

Mult mai mult decît la rîuri, factorii locali (vegetația, neregularitățile albiei etc.) influențează în mod substanțial curgerea. De aceea este necesar să se introducă un coeficient de corecție global m prin care să se țină seama și de acest lucru. Coeficientul se determină făcînd raportul dintre panta efectivă, măsurată pe teren, și panta calculată I_c, într-un sector stabil. Coeficientul de corecție m se aplică tuturor pantelor calculate în sectoare în care configurația albiei și condițiile curgerii sînt asemănătoare cu cele din sectorul stabil luat în considerație.

7.3. LUCRĂRILE DE AMENAJARE ALE TORENȚILOR

Lucrările de amenajare ale torenților cuprind :

— lucrări de reținere a apei și de fixare a terenului în bazinul de recepție ;

— lucrări transversale în rețeaua de curgere ;

— lucrări pentru fixarea și asanarea depozitelor din spatele lucrărilor transversale și din zona conului de dejecție ;

— lucrări diverse.

Lucrările din bazinul de recepție trebuie să realizeze în primul rînd o curgere moderată a apelor de precipitație și să înlesnească, pe cît

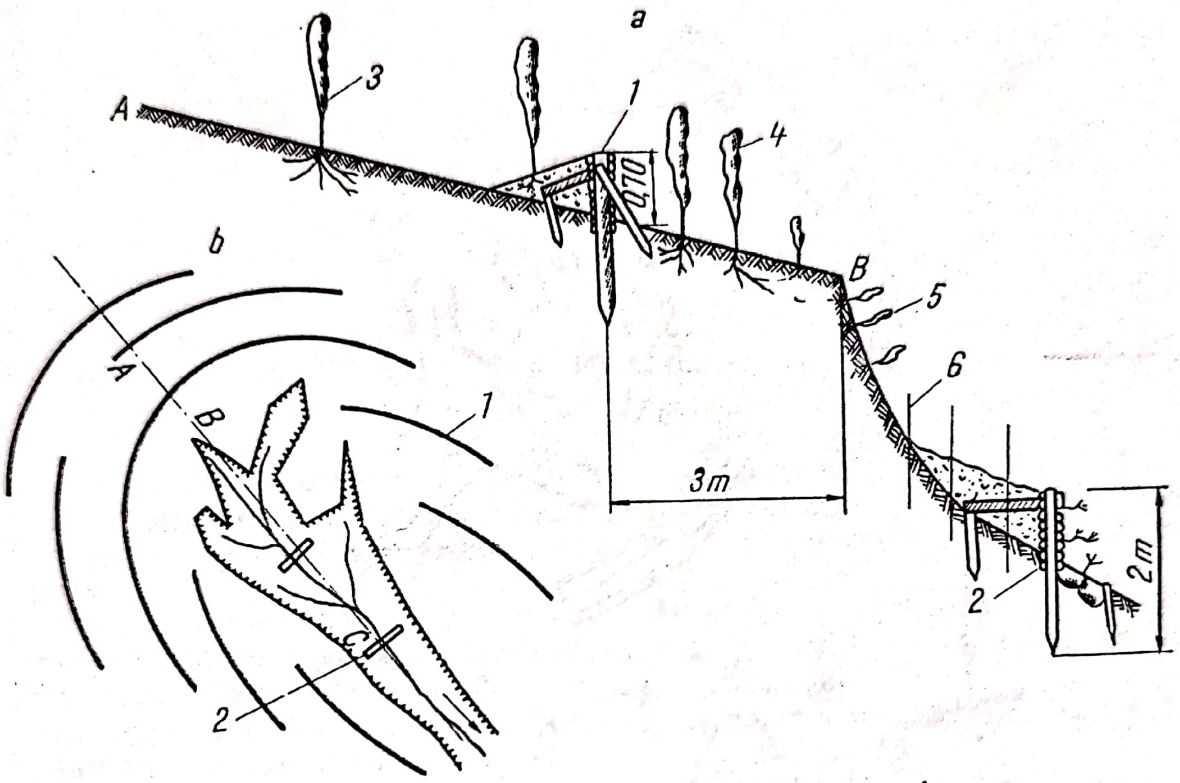


Fig. 7.3. Împrăștierea curgerilor la originea ravenelor:
a — profil în lung; *b* — plan.
1 — gărduleţe-solzi; *2* — cleionaj; *3* — plantaţii cu arbori de mărimea I; *4* — idem de mărimea II (arbuşti); *5* — drajoni; *6* — sade de salcie.

posibil, înfiltrarea acestora. În acest fel, eroziunea de suprafață este redusă și producerea viiturilor torențiale nu mai este posibilă. Dacă lucrările de reținere ale apei și de fixare a terenului în bazinul de recepție reușesc, lucrările de corecție pe rețeaua de curgere (ogașe, ravene, canale principale) se reduc numai la instaurarea vegetației de protecție pe fundul și taluzele acestora.

Cea mai eficace măsură pentru amenajarea torenților este împădurirea versanţilor, plantarea perdelelor de protecție pe cumpăna apelor, plantarea perdelelor de arbuști și restabilirea vegetației pe pantele abrupte.

Pe versanții cu pante mari și terenuri puțin rezistente se recomandă împădurirea în terase, eventual susținute cu gărdulețe. Dintre lucrările hidrotehnice antierozionale utilizate pe versanți și mai ales la obîrșia formațiilor torențiale se pot cita (fig. 7.3, 7.4, 7.5) :

Gărduleţele sînt foarte indicate pe versanţii ravenelor cu pante variind între 25...45°. Acestea contribuie la fixarea terenului, la micșorarea vitezei și acțiunii de spălare a apelor, precum și la pregătirea terenului pentru plantat. Distanța între gărdulețe variază în funcție de panta versanților între 2,0...4,0 m ; înălțimea lor este de circa 30 cm. Trasarea se face după curbele de nivel. Între gărdulețe, terenul trebuie amenajat în formă de terase. La pante mai mari de 45° gărdulețele

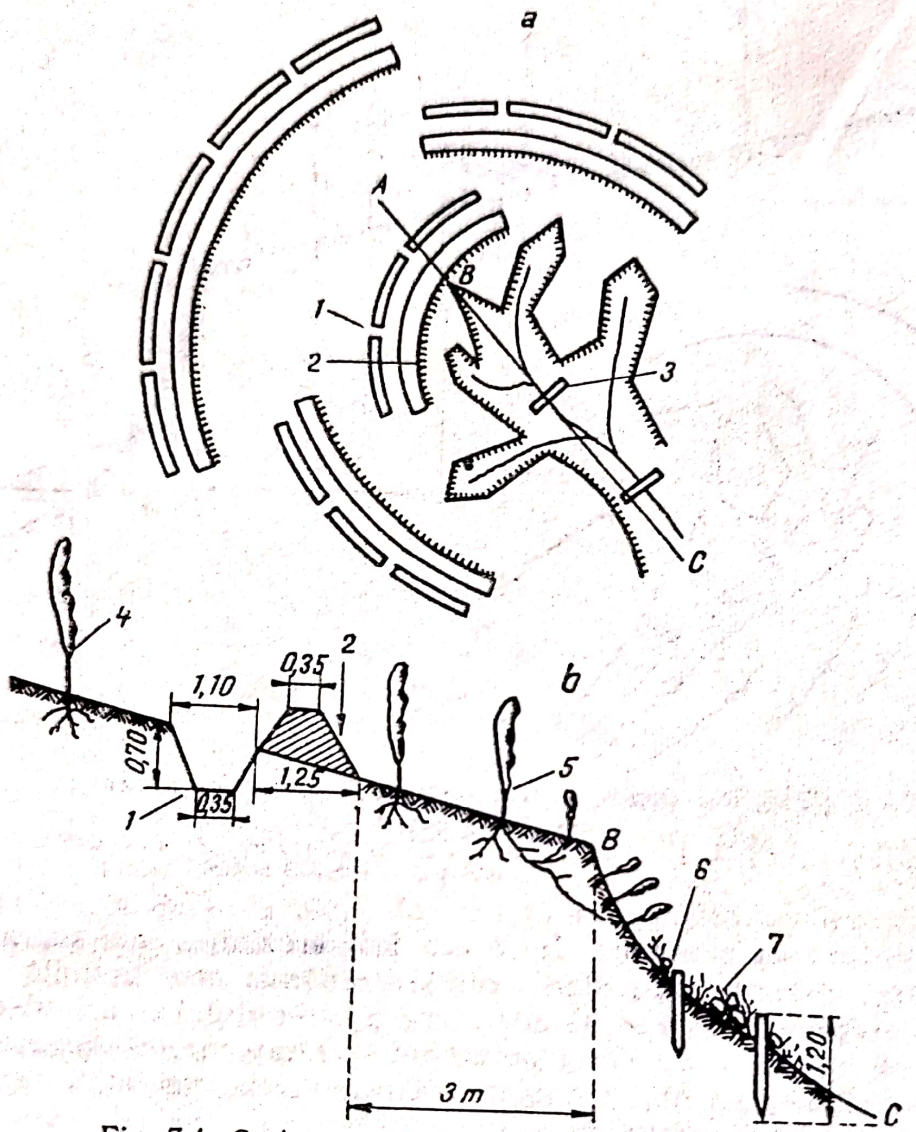


Fig. 7.4. Captarea curgerilor la originea ravenelor:
a — vedere în plan; *b* — secțiune în lung.
1 — șanț; *2* — parapet; *3* — lucrări transversale; *4* — plantații cu arbori de mărimea I; *5* — idem de mărimea II (arbuști); *6*—lăstari; *7*—garnisaj de mărăcine și bolovani.

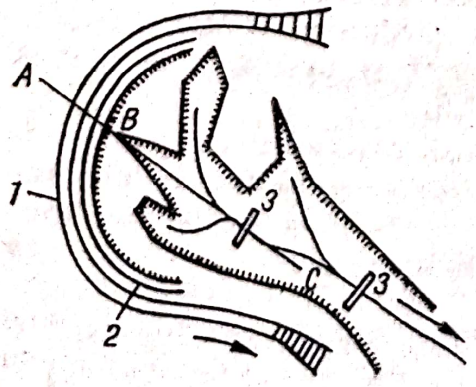


Fig. 7.5. Dirijarea apelor în exces de la originea ravenelor:
1 — șanț; *2* — parapet; *3* — lucrări transversale.

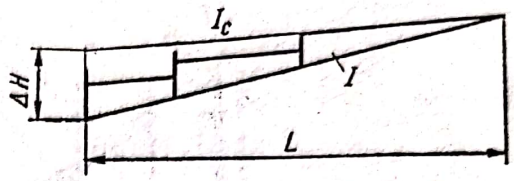


Fig. 7.6. Realizarea pantei de compensație prin lucrări transversale.

nu mai rezistă (devin prea înalte) și se utilizează plantații directe. Pentru a conduce mai bine apa, gărdulețele se căptușesc cu brazde. Gărduleţele se pot așeza și înclinat față de linia de cea mai mare pantă. În acest caz, ele capătă denumirea de șicane. Panta de curgere rezultată în lungul acestora nu trebuie să depășească 7°...10°, iar lungimea lor 20 m.

Garnisajele și palisadele opresc dezvoltarea eroziunilor în ogașe și ravene. Garnisajele se realizează prin căptușirea albiei cu mărăcini, paie, crengi, iar palisadele folosind nuiele fixate cu manele, sau fascine cu țăruși.

Lucrările transversale din rețeaua de curgere realizează panta de compensație care asigură stabilitatea canalului principal al ravenelor și torenților. Dacă I este panta naturală a fundului albiei, I_c — panta de compensație, L — lungimea sectorului de amenajat, înălțimea totală H a lucrării transversale de capăt este $H=L\ (I—I_c)$ (fig. 7.6).

De obicei nu se construiește o singură lucrare, înălțimea totală H putînd fi acoperită de mai multe lucrări de înălțimi eventual diferite. Construcția se începe din aval ; în felul acesta se pot realiza lucrări mai puțin înalte prin utilizarea depunerilor acumulate în amonte sau, în cazul unei evoluții favorabile, se pot adopta pante de compensație mai mari.

Amplasamentul lucrărilor transversale trebuie să satisfacă următoarele condiții :

— să asigure condiții pentru o fundare cît mai simplă și economică ;

— să se găsească într-o secțiune a canalului de curgere cît mai îngustă pentru realizarea unei construcții scurte ;

— să se găsească departe de poduri și cascade. Dacă barajul se construiește aproape de pod în oval, aterisamentele micșorează secțiunea de curgere a acestuia ; în amonte afuierile sau eventualele defecțiuni ale barajului pot pune în pericol podul. Prin amplasarea barajului, imediat în avalul unei cascade, se reduce foarte mult capacitatea de acumulare a aluviunilor în bief ;

— în amonte de lucrare, canalul să prezinte o lărgire (raza hidraulică mică) care să permită reducerea vitezei de acces și depunerea materialului solid antrenat, într-un spațiu cu un volum cît mai mare ;

— canalul să fie suficient de adînc pentru ca lucrarea să aibă coronamentul sub nivelul malurilor ;

— traseul amonte și aval al canalului să fie rectiliniu pe o lungime de cîțiva zeci de metri pentru ca la viitură, debușeul, așezat normal pe

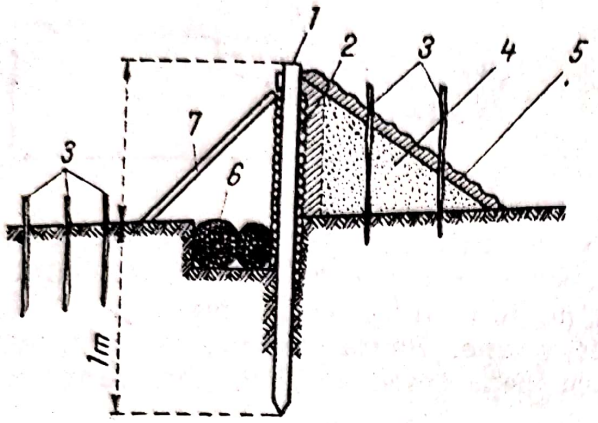


Fig. 7.7. Cleionaj simplu:
1 — gard de nuiele; *2* — gunoi; *3* — sade de salcie; *4* — pămînt; *5* — brazde de iarbă; *6* — fascine; *7* — contrafișă.

curent, să aibă capacitatea de curgere maximă, iar acesta să nu atace malul concav ;

— malurile să fie stabile pentru evitarea unor eventuale curgeri sau prăbușiri ulterioare.

Cleionajele (fig. 7.7, 7.8) sînt unele din cele mai simple și ieftine lucrări transversale. Acestea sînt garduri de nuiele sau fascine consolidate, care se construiesc transversal albiei torentului. Cele mai bune rezultate le dau cleionajele construite pe panta superioară a formațiilor laterale, în albii a căror lățime variază între 5...12 m și care la ape mari nu transportă pietre de dimensiuni prea mari.

Cleionajele puternice, cu două rînduri de pari și cu umplutură de piatră, pot avea înălțimi pînă la 1,0 m. Cele mai simple se pot executa pînă la 0,6...0,8 m înălțime.

În partea inferioară a ravenelor și în partea superioară și mijlocie a canalului principal de curgere, cînd apele de viitură transportă pietre mari, cleionajele nu mai rezistă. Se pot utiliza atunci :

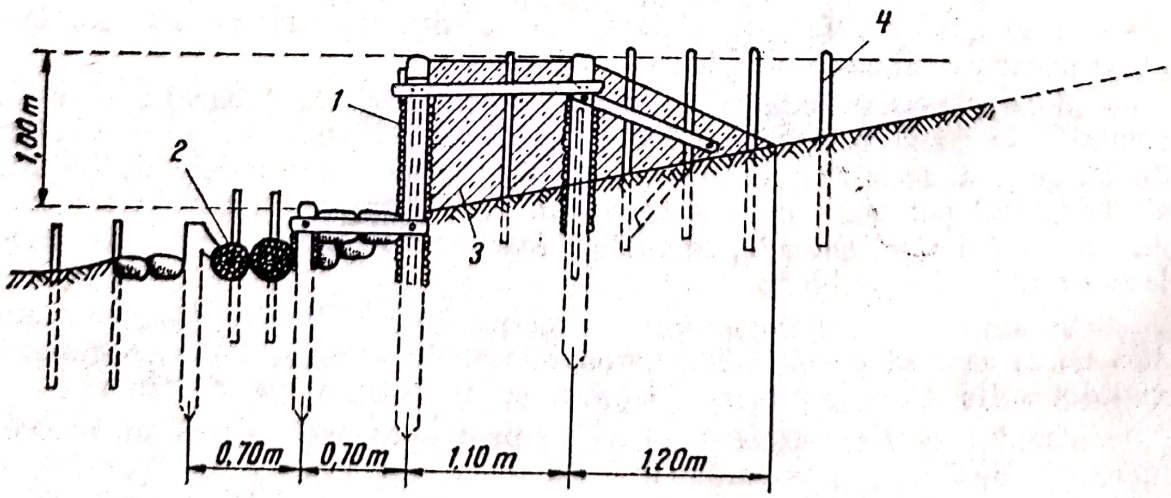


Fig. 7.8. Cleionaj dublu:
1 — împletitură de nuiele; *2* — fascine; *3* — umplutură; *4* — sade de salcie.

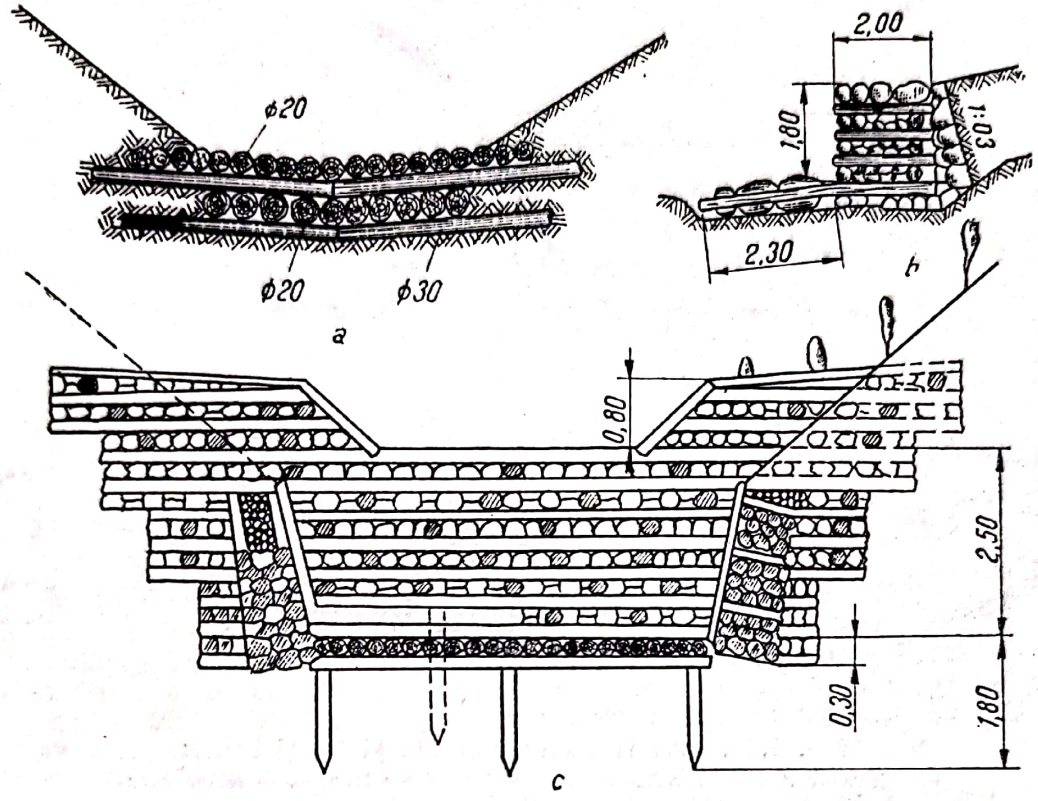


Fig. 7.9. Lucrări transversale din lemn, piatră și nuiele.

— *praguri de lemn rotund* cu înălțimi de 0,6...1,0 m (fig. 7.9) ;

— *baraje (căsoae)* de lemn umplute cu piatră, cu înălțimi de 4...5 m;

— *praguri de gabioane, de zidărie* cu înălțimea de 1,5...2,5 m și lungimi sub 15 m ;

— *baraje de zidărie sau beton* (fig. 7.10) în partea mijlocie și inferioară a canalului principal sau a ravenelor dezvoltate. Astfel de baraje sînt caracteristice bazinelor de interes hidroenergetic unde reținerea aluviunilor trebuie neapărat realizată, precum și sectoarelor situate în vecinătatea centrelor populate, industriilor și lucrărilor importante ca șosele, căi ferate etc.

Barajele utilizate la lucrările de corecție ale torenților nu trebuie să aibă dimensiuni prea mari. Dimensiunile economice merg pînă la circa 20 m lungime și 3...4 m înălțime.

Forma cea mai obișnuită a barajelor este cea rectilinie. Atunci cînd valea este relativ îngustă și este limitată de pereți stîncoși rezistenți. se pot construi baraje în arc. În elevație creasta barajului are o formă concavă, porțiunea centrală amenajîndu-se special pentru deversarea curentă a apelor. Deversorul se poate așeza asimetric față de baraj (mai aproape de peretele stîncos cel mai abrupt, cel mai rezistent), în funcție de poziția firului văii.

Fundația se execută de obicei direct pe stîncă, bolovăniș, argilă etc. : uneori fundația se poate așeza pe o boltă care reazemă pe versanții

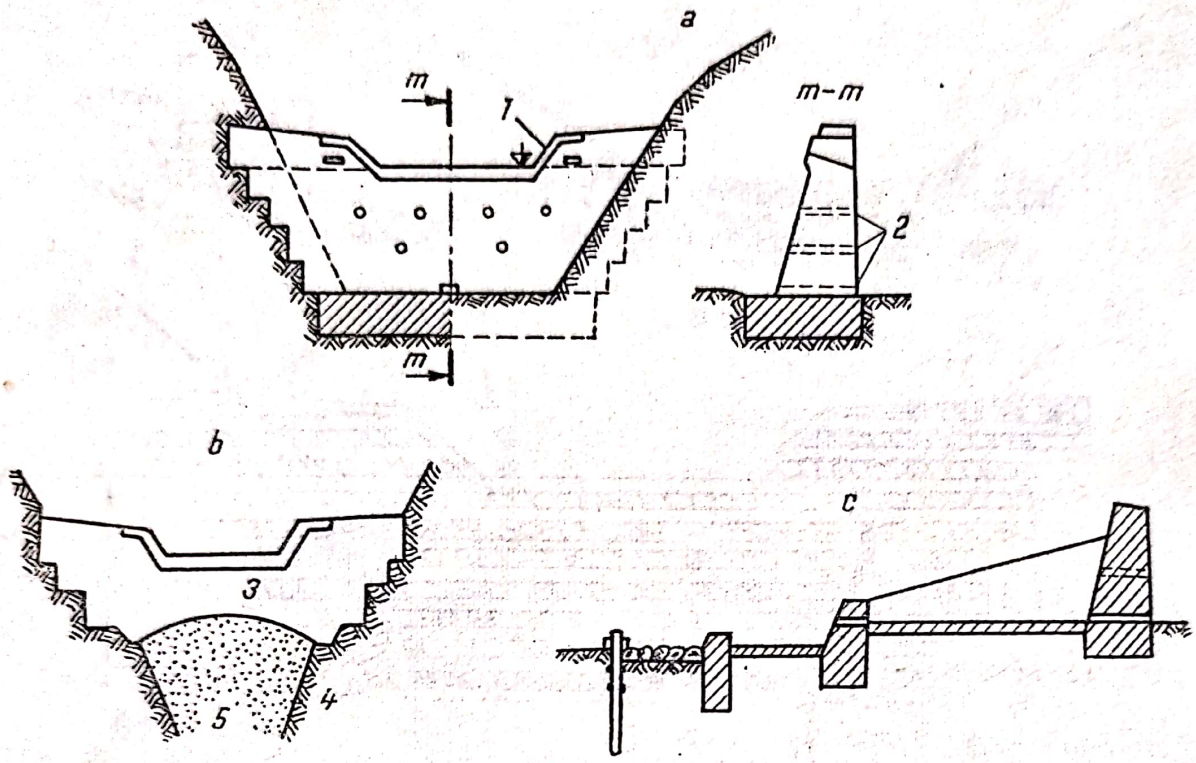


Fig. 7.10. Lucrări transversale din piatră şi beton:
1 — deversor; *2* — barbacane; *3* — boltă; *4* — stîncă; *5* — teren vazos.

stîncoşi ai celor două maluri (fig. 7.10, *b*). În cazul unui pat de fundaţie aluvionar, neconsolidat, se poate obţine o repartiţie mai favorabilă a încărcărilor, adoptînd soluţia în trepte (baraj şi contrabaraj cu nervuri de legătură) care reazămă pe o talpă de fundaţie comună (fig. 7.10, *c*).

Spre deosebire de barajele obişnuite, cele din bazinele torenţiale trebuie să fie permeabile. În acest scop ele sînt prevăzute cu barbacane, care servesc, pînă la colmatarea barajului, pentru curgerea debitului lichid, iar după colmatarea barajului — la evacuarea apelor de infiltraţie.

Calculul de rezistenţă şi stabilitate a barajului se face după metodele cunoscute, luîndu-se în considerare împingerea masei aluviunilor şi presiunea hidrostatică a întregii coloane de apă din spate.

Lucrări pentru fixarea şi asanarea depozitelor. Depunerile reţinute în spatele lucrărilor transversale, ca şi cele din conul de dejecţie, conţin unele elemente fertilizante : frunze şi ramuri putrezite, humus etc. Întinsele suprafeţe acoperite cu aceste depuneri, trebuie redate cît mai curînd culturii. În acest scop ele trebuie fixate prin plantaţii corespunzătoare şi eventual asanate prin drenare. Introducerea vegetaţiei în albia torentului contribuie în mare măsură la reducerea torenţialităţii.

Pentru asigurarea împotriva inundaţiilor a terenurilor situate în zona inferioară a torenţilor, este nevoie să se construiască o serie de lucrări de evacuare a apelor mari, constînd în general din canale de curgere. Acestea pleacă din luncile situate în aval de ultimul baraj, traversează conul de dejecţie şi îşi varsă apele în rîul colector.

Scanned with OKEN Scanner

BIBLIOGRAFIE

1. Altunin, S. T. *Regulirovanie rusel.* Moskva, 1962.
2. Altunin, S. T., Buzunov, I. A. *Zascitnie soorujenia na rekah.* Moskva. Selhosghiz, 1953.
3. Bădescu, Gh. *Lucrări folosite în ameliorarea terenurilor erodate şi corectarea torenţilor,* Bucureşti, Editura agrosilvică de Stat, 1955.
4. Băloiu, V. *Combaterea eroziunii solului şi regularizarea cursurilor de apă.* Bucureşti, Editura didactică şi pedagogică, 1969.
5. Belecciu, St. *Lucrări de regularizări de albii pe unele rîuri instabile din România.* Bucureşti, I.P.A.C.H., Referate şi comunicări, 1968.
6. Benedegom, L. Ir., Bouwmeester, J. *Protection of the bank of shipcanals.* Paris, XXII-e Congrès International de Navigation, Sect. I, Sujet 6, 1969.
7. Blench, T. *Mobile-Bed Fluviologie.* Edmonton-Alberta, 1966.
8. Bogárdi, J. *A hordalékmozgás elmélete.* Budapest, Akadémiai Kiadó, 1955.
9. Bogárdi, J. *European Concepts of Sediment Transportation.* Proceedings ASCE, HY1, Jan. 1965.
10. Bogárdi, J. *Bstimmung der Grenzzustände bei der Geschiebebewegung.* În „Die Wasserwirtschaft", Juli, 1968.
11. Bush, L. J. *Stabilization of the Arkansas River.* Proceedings WW, May, 1968.
12. Carey, W. *Nomenclature for bed form in alluvial-channels.* Proceedings ASCE, HY, March 1967.
13. Carlson, J. E. *Control of Alluvial Rivers by Steel Jetties.* Proceedings ASCE, WW, Nov. 1962.
14. Cioc, D. *Mecanica fluidelor.* Bucureşti, Editura didactică şi pedagogică, 1967.
15. * * * *C.S.A. Instrucţiuni tehnice pentru proiectarea prizelor de apă din rîuri.* Bucureşti, 1965.
16. * * * *C.S.A.-I.S.C.H. Normativ condiţionat pentru calculul hidraulic al podurilor (II).* Bucureşti, 1965.
17. * * * *C.S.A.-I.P.A.C.H. Elemente de construcţie utilizate la regularizarea albiei rîurilor.* Proiect directiv, 1966.
18. * * * *C.S.A.-I.S.C.H. Studii asupra stabilităţii hidrodinamice a filtrelor inverse.* Bucureşti, 1965.
19. Dan Eugen. *Regularizări de rîuri.* Bucureşti, Editura didactică şi pedagogică, 1965.
20. Duhm, J. *Wasserbau, Der Flussbau.* 6. Wien, Fromme Verlag, 1946.
21. Felkel, K. *Programme pour la calcul par ordinateur des modifications du niveau du fond et de la surface de l'eau, dans une rivière par suite du charriage.* Paris, XXII-e Congrès International de Navigation, 1969.
22. Gemaehling, Cl. *Problèmes de charriage dans les cours d'eau navigables français.* Paris, XXII-e Congrès International de Navigation. Sect. I, Sujet I, Sujet 5, 1969.

Scanned with OKEN Scanner

23. Gill Mohamed Akram, *Rationalisation of Lacey's Regime Flow Equations.* Proceedings ASCE, HY, July 1968.
24. Haynie, R. M. și Simons, D. B. *Design of Stable Channels in Alluvial Materials.* Proceedings ASCE, HY, Nov. 1968.
25. Hunter Rouse. *Engineering hydraulics.* New York, John Willey Sons, 1965.
26. * * * *I.D.T. Lucrări de consolidare a malurilor* (sinteză). București, 1964.
27. Ionescu-Sișești, D. și Belecciu, St. *Regularizarea rîului Siret în sectorul Cosmești-Ionășești.* În „Hidrotehnica", nr. 12/1962.
28. Ionescu-Sișești, D. și Belecciu, St. *Unele aspecte ale regularizării rîurilor din R.P.R.*, 10 ani de activitate I.P.A.C.H., 1963.
29. Ionescu-Sișești, D. ș.a. *Prize cu stații de pompare pentru irigații.* București, Editura agrosilvică, 1965.
30. * * * Institutul de meteorologie și hidrologie. *Rîurile României — Monografie hidrologică*, București, 1971.
31. * * * *I.A.H.R. 11-th Congress*, Leningrad, 1965.
32. Kellerhals, R. *Stable channels with gravelpaved beds.* Proceedings ASCE, WW, Febr. 1967.
33. Komura Saburo. *Equilibrium Depth of Scour in long Construction.* Proceedings ASCE, HY, Sept. 1965.
34. Larras, J. *L'aménagement des cours d'eau.* Paris, Presses Universitaires de France, 1965.
35. Latișenko, M. *Voprosî ghidravliki iskusstvenno-sjatîh russel.* Moskva, Gosud. izd. literat. po stroit. arhitekture i stroit. mat., 1960.
36. Leliavski, S. *River and Channel Hydraulics* (vol. IV). London, Chapman and Hall, 1965.
37. Leliavski, S. *Précis hydraulique fluviale.* Paris, Dunod, 1961.
38. Leopold, L. și Wolman, S. *Fluvial Processes in Geomorphologie.* San Francisco, W.H. Freeman, 1964.
39. Levi, I. I. *Dinamika ruslovîh potkov.* Moskva, Gosenergoizdat, 1957.
40. Lévi, I. I. *Modelirovanie ghidravliceskih iavlenii.* Moskva, Gosenergoizdat, 1960.
41. Manoliu, A. I. *Regularizări de rîuri și căi navigabile interioare.* București, Editura tehnică, 1957.
42. Manoliu, I. *Porturi.* București, Editura didactică și pedagogică, 1967.
43. Manoliu, A. I. *Principiile și metodele dimensionării albiei stabile.* În „Hidrotehnica, gospodărirea apelor, meteorologia", nr. 11/1969.
44. Manoliu, A. I. ș.a. *Realizări în domeniul regularizărilor de rîuri.* În „Hidrotehnica, gospodărirea apelor, meteorologia", nr. 8/1969.
45. Manoliu, A. I. ș.a. *Regularizări de rîuri.* În „Manualul inginerului hidrotehnician", Sect. XV., 1971.
46. Mateescu, Cr. *Hidraulica.* București, Editura didactică și pedagogică, 1962.
47. * * * Ministerul Transporturilor, I.P.T. *Normativ departamental privind proiectarea hidraulică a podurilor*, București, 1971.
48. Moldoveanu, I. *Apărări de maluri și corectări de rîuri.* București, Editura CFR, 1949.
49. * * * Nations Unies. *Regularisation du lit et protection des berges.* New York, 1954.
50. Pascenko, B. V. *Apărarea terasamentelor de cale ferată contra eroziunii* (traducere din limba rusă). București, Editura CFR, 1959.
51. Pop, A. R. *Contribuții în domeniul regularizărilor de rîuri, cu privire specială asupra sectoarelor aferente captărilor de apă* (teză de doctorat). (I.C.B., 1971.
52. Press, H. *Taschenbuch der Wasserwirtschaft.* Hamburg, 1965.
53. Quesnel, B. *Traité d'hydraulique fluviale appliquée.* Paris, Eyrolles, 1963.
54. Randkivi, A. I. *Loose Boundary Hydraulics.* Oxford-London, Pergamon Press, 1967.

Scanned with OKEN Scanner

55. Răzvan, E. *Prize de apă din rîuri.* București, Editura tehnică, 1969.
56. Rusu, C. ș.a. *Apărări de maluri.* București, Editura tehnică, 1965.
57. Șamov, I. G. *Aluviunile din rîuri* (traducere din limba rusă). București, I.D.T., 1955.
58. Schaffernack. *Flussmorphologie und Flussbau. Wien,* Springer Verlag, 1950.
59. Schoklitsch, A. *Handbuch des Wasserbaues,* I—II, Wien, Springer Verlag, 1951, 1964.
60. Schumm A. St. *River metamorphose.* Proceedings ASCE HY, Ian. 1969.
61. Șeibulescu, G. ș.a. *Proiectarea și execuția canalului de deviere a Jiului la Rovinari.* În „Hidrotehnica, gospodărirea apelor, meteorologia", nr. 12/1969.
62. Sentürk Fuat. *Über die Änderung des Bettwiderstandes von Freispiegelgerinnen in Abhängigkeit von Sohlengestaltung.* În „Die Wasserwirtschaft", Sept. 1968.
63. Stănescu, V. *O metodă de prognoză a adîncimilor apei la pragurile de pe Dunăre.* În „Hidrotehnica, gospodărirea apelor, meteorologia", nr. 8/1970.
64. Strich, O. *Legile mișcării aluviunilor tîrîte,* Bratislava, Institutul pentru gospodărirea apelor, 1958.
65. Ténaud, R. *Les défense de berge économiques sur les canaux et rivières navigables,* Paris, XXII-e Congrès International de Navigation, Section I, Sujet 6, 1969.
66. * * * Department of Commerce — Bureau of Publics Roads. *Hydraulics of Bridge Waterways.* Washington, 1960.
67. Vasilescu, Gr. *Curs de navigație interioară și maritimă.* București, Școala Politehnică, 1936.
68. Velikanov, M. *Dinamiceskaia struktura ruslovogo proțessa.* Moskva, Izd. AN. SSSR, 1949.
69. Velikanov, M. *Dinamika ruslovîh potokov.* Moskva, Gostehizdat, 1954.
70. Velikanov, M. *Ruslovoi proțes.* Moskva, Gosudarstvennoe izdatelistvo fiziko-matematicescoi literaturî 1958.
71. Ven Te Chow. *Handbook for applied hydrology.* New York, Mc. Graw-Hill Book Comp., 1964.
72. Winkel, R. *Die Grundlagen der Flussregelung,* Berlin, W. Ernst Verlag, 1947.
73. Vladimirescu, I. *Curs de hidrologie,* București, Editura didactică și pedagogică, 1962.
74. Zaibert, M. M. *Revêtements de protection de berges en éléments de beton armé de forte rugosité.* Paris, XXII-e Congrès International de Navigation Sect. I, Sujet 6.
75. Zeller, J. *Einführung in den Sedimenttransport offener Gerinne.* În „Schweizerische Bauzeitung", nr. 34—35—36/1963.
76. Zeller, J. *Die „Regime Theorie" — eine Methode zur Bemessung stabiler Flussgerinne.* In „Schweizerische Bauzeitung", nr. 5—6/1965.
77. Zvoranu, I. D. — *Saltele de fascine,* București, I.D.T., 1953.

Scanned with OKEN Scanner

PARTEA A DOUA — CĂI DE COMUNICAȚII PE APĂ

Scanned with OKEN Scanner

Capitolul 8

CĂILE DE TRANSPORT PE APĂ, NAVE COMERCIALE

8.1. CARACTERISTICILE TEHNICO-ECONOMICE ALE TRANSPORTURILOR PE APĂ

Căile navigabile interioare deţin un rol important în efectuarea transporturilor. În anul 1968, pe principalele căi navigabile ale Europei s-au transportat circa 4 900 GN (500 milioane tone), efectuîndu-se un total de circa 1 470 TN km (150 miliarde tone km). În ordinea importanţei transporturilor pe apă, Uniunea Sovietică, R.F. Germania şi Franţa se situează pe primele locuri.

Un volum de mărfuri aproape egal s-a transportat în 1968 pe apele interioare din S.U.A., 4 600 GN (470 milioane tone). Datorită unei distanţe medii de transport aproape duble (520 km în S.U.A. faţă de 300 km în Europa) parcursul mărfurilor pe apă a atins în această ţară, 2 350 TN km (240 miliarde tone km).

Dezvoltarea transporturilor pe căile navigabile interioare este caracteristică ţărilor industrializate. Domină transporturile de mărfuri în vrac : minereuri, cărbuni, materiale de construcţii (în special piatră, nisip, balast), cereale, îngrăşăminte chimice.

Eficienţa transporturilor pe căile navigabile interioare este determinată de următorii factori principali : preţul de cost (lei/kN.km), viteza, capacitatea de transport, caracterul de masă, permanenţa, regularitatea şi siguranţa transporturilor.

Preţul de cost. Pentru transportul pe apă propriu-zis (fără transbordări) componentele principale ale preţului de cost sînt: cotele de amortisment şi dobînda investiţiilor, cheltuielile de întreţinere, de salarii şi sarcini sociale, de propulsare (carburanţi şi lubrifianţi), de asigurare, cheltuielile generale.

Investiţia specifică pentru calea navigabilă în lei/km variază în limite foarte mari. Ea este de obicei redusă pentru cursurile de apă amenajate în curent liber şi relativ mare pentru cele canalizate şi pentru canalele navigabile. Amenajările complexe pentru diferite folosinţe : navigaţie, energetică, irigaţii, alimentări cu apă etc. reduc însă substanţial cotele fiecărei folosinţe, inclusiv a celor pentru navigaţie. Durata de recuperare a investiţiilor este însă mare : 40. . .60 ani.

Prin mărirea capacităţii de transport (şlepuri şi barje pînă la 29,4 . . . 39,3 MN adică, 3 000 . . . 4 000 tf), prin simplificarea construcţiei

navelor (în special la convoaiele împinse), investiţia specifică pentru flota de transport (lei pe tona de încărcătură), a scăzut în ultimul timp foarte mult. Durata de serviciu este însă relativ redusă (circa 25 ... 30 ani), cu tendinţa de descreştere datorită uzurii morale.

Cheltuielile de întreţinere ale căii navigabile sînt de obicei foarte mici. Parcul de nave necesită însă revizuiri periodice şi reparaţii curente la intervale destul de scurte (3 ... 5 ani).

Cheltuielile de salarii şi sarcini sociale au tendinţe de scădere datorită sporirii capacităţii de transport a navelor, introducerii navigaţiei prin împingere, automatizării conducerii navelor. La unele convoaie mari, împinse, întregul personal de bord se reduce la 4...5 oameni.

Cheltuielile de propulsare (carburanţi şi lubrifianţi) sînt influenţate în principal de forţa specifică de tracţiune, de raportul între greutatea moartă şi cea utilă, de sistemul de propulsie adoptat. În figura 8.1 se arată rezistenţa specifică, în N/m^3, a unei nave de transport, la diferite adîncimi de apă şi viteze. Se observă că pentru adîncimi mari rezistenţele cresc cu viteza: de la 4,0 N/m^3 (0,4kgf/m^3) pentru viteza de 12 km/h caracteristică convoaielor de şlepuri, la aproape 30 N/m^3 (3 kgf/m^3) pentru viteza de 32 km/h a navelor rapide de pasageri (viteze în apă moartă). Din aceeaşi diagramă se mai poate observa creşterea foarte accentuată a rezistenţelor specifice în cazul şenalelor navigabile cu adîncimi reduse de apă; de exemplu pentru viteze de 16 km/h la adîncimea de 2,5 m rezistenţele sînt de patru ori mai mari decît în apă adîncă.

Pe căile navigabile raportul dintre greutatea neutilă transportată şi cea utilă este mult mai avantajos decît pe căile ferate. La şlepurile metalice greutatea neutilă nu reprezintă decît 12...18% din greutatea totală, la tancuri 7 ... 12%, la barje procentul este şi mai mic.

Pentru determinarea costului total, la preţul de cost al transportului pe apă trebuie adăugate cheltuielile de transbordare din porturile ter-

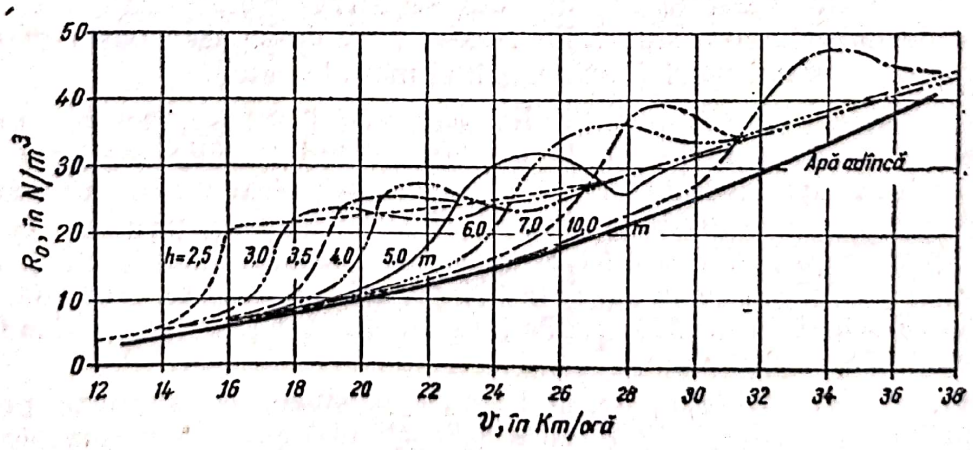


Fig. 8.1. Rezistenţa specifică R_0 a unei nave la diferite viteze şi adîncimi de apă.

minus, care sînt în general mai ridicate la transporturile pe apă. Comparația cu celelalte mijloace de transport se face pe baza acestui preț de cost total.

Viteze de transport. Pe căile navigabile interioare viteza de transport este mult mai mică decît pe căile ferate. În majoritatea cazurilor, lungimea căii navigabile este de circa 1,5...2 ori mai mare decît linia dreaptă care unește cele două puncte terminus, ceea ce corespunde unui coeficient de sinuozitate de 1,5...2. Pe căile ferate acest coeficient este mai mic, de ordinul 1,2...1,5.

Pentru comparația vitezelor de transport pe căile navigabile interioare și pe cele terestre este necesar să se considere însă vitezele tehnice și cele comerciale. Viteza tehnică este viteza medie între două puncte succesive de oprire. Viteza comercială este viteza medie de transport a încărcăturii, considerîndu-se timpul scurs între momentul predării și momentul sosirii în punctul de destinație (timpul de încărcare, descărcare, transport, staționare în punctele intermediare etc.). Pe căile navigabile viteza comercială este foarte apropiată de cea tehnică, care așa cum s-a arătat este de cca 12 km/h. Pe căile ferate, datorită manevrelor și staționărilor pe parcurs, viteza comercială nu depășește în general 30 km/h.

Capacitatea de transport a marilor căi navigabile amenajate în curent liber este practic nelimitată ; astfel pe Rinul inferior s-a depășit 980 GN pe an (100 milioane tf). Pe căile amenajate în curent barat și pe canalele navigabile capacitatea de trafic a căii este limitată de capacitatea de trecere a ecluzelor (eventual a ascensoarelor).

Caracterul de masă. Organizarea actuală a traficului pe căile navigabile interioare permite transportul cu șlepuri și convoaie a unor mari cantități de mărfuri. Un șlep de 7,8...9,8 MN (800...1 000 tf) echivalează cu capacitatea de transport a unui tren de marfă iar un convoi împins de 196...295 MN (20...30 000 tf) cu capacitatea de transport a unui cargou de mare tonaj.

Transporturile fluviale nu sînt așa de strîns condiționate de dimensiunile de gabarit cum sînt căile ferate, putîndu-se transporta mașini și piese cu dimensiuni mari (cazane, grinzi metalice etc.).

Regularitatea și permanența. În transportul fluvial, acestea nu sînt pe deplin satisfăcute. În lunile de iarnă, cînd fluviile îngheață, navigația se întrerupe. Durata mijlocie de navigație într-un an nu este aceeași pentru diferite fluvii și sectoare. Pentru Dunăre, perioada cuprinsă între apariția primelor sloiuri de gheață și curățirea completă a apelor de sloiuri primăvara, este de circa 2...3 luni, putîndu-se conta deci pe o perioadă navigabilă de 300...270 zile. În U.R.S.S., această perioadă este de numai 170...270 zile.

Întreruperea navigației se mai poate produce, pe anumite porțiuni ale rîurilor și canalelor, din cauza scăderii nivelului în perioadele secetoase. De cele mai multe ori, totuși nu se produce o întrerupere totală

Scanned with OKEN Scanner

ci se continuă a se naviga cu pescaj și încărcătură redusă. De aceea la capetele sectoarelor cu adîncimi insuficiente, se organizează reducerea pescajului, prin transbordare. Tot în aceste puncte se fac și schimbări de formație a convoaielor.

În fine, întreruperea navigației se mai poate produce pe rîurile și lacurile interioare cu mari suprafețe de apă, din cauza valurilor.

Întreruperea navigației pentru o perioadă lungă de timp mărește coeficientul de neregularitate al transporturilor, conduce la necesitatea creării unor depozite-tampon de mărfuri, atît în punctele de expediție ale mărfii, cît și la locul de destinație. Întreruperile de iarnă ale navigației sînt însă folosite pentru revizuirea și repararea navelor.

Siguranța. Pe căile navigabile interioare siguranța transporturilor este foarte mare, naufragiile devenind din ce în ce mai rare. Din această cauză și cotele de asigurare s-au micșorat în ultimul timp foarte mult.

8.2. CALEA NAVIGABILĂ

Șenal, gabarite. Rîurile, canalele și în general orice întindere de apă pe care urmează a se face navigația trebuie să asigure în primul rînd existența căii, a *șenalului navigabil.* Acesta este fîșia de apă pe care urmează a se face, în mod curent, circulația navelor.

Șenalul trebuie să aibă un traseu continuu care să satisfacă condițiile cerute de circulație. Lățimea și adîncimea șenalului navigabil sînt în funcție de *gabaritul de navigație.* Pe cursurile de apă naturale, acestea sînt în general limitate de dimensiunile albiei și construcțiile de traversare (poduri).

Gabaritul de navigație (fig. 8.2) sau dreptunghiul de navigație rezultă de obicei din secțiunile transversale a două nave de tip maxim care circulă pe rîu. La acestea se adaugă sporurile de lățime d_1 și d_2, între nave și lateral, și sporul de adîncime r (rezerva pilotului). Pentru rîurile mici $d_1 = d_2 = 2$ m. Pentru fluvii importante $d_1 = d_2 = 5$ m (valori minime); $M = 2\,B + 3\,d$.

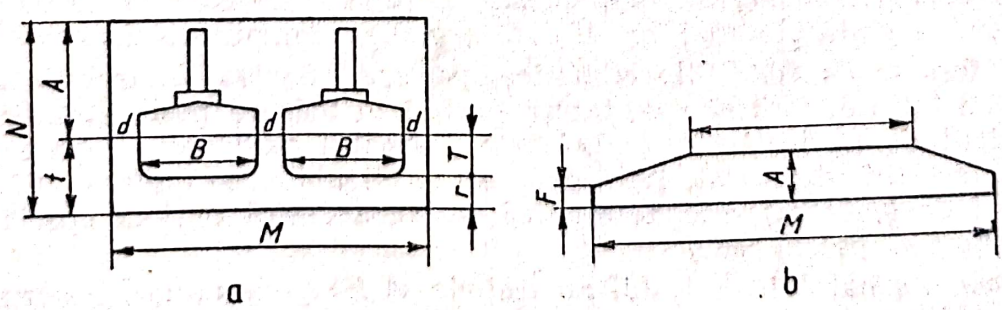


Fig. 8.2. Gabarite de navigație:
a — gabarit pe cale curentă; *b* — gabarit sub poduri.

Gabaritul de navigație se mai poate determina pentru o singură navă (circulație într-un singur sens) sau pentru mai multe nave (mai multe fire de circulație, convoaie mari de șlepuri).

Porțiunea gabaritului de navigație situată deasupra liniei apei se numește *gabarit de aer*. Porțiunea situată sub nivelul apei se numește *gabarit de apă*. Adîncimea gabaritului de apă indică *adîncimea navigabilă necesară* pe sectorul respectiv.

Lățimea și adîncimea gabaritului de navigație sînt la limită, tocmai lățimea și adîncimea șenalului navigabil. Acesta din urmă poate avea însă dimensiuni mult mai mari în sectoarele unde condițiile sînt mai favorabile. Astfel pe Dunărea inferioară șenalul navigabil este în general foarte lat (cîteva sute de metri). Adîncimile naturale ating în multe locuri 10...20 m (de exemplu portul Galați). Variația nivelului apelor poate produce însă modificări importante ale dimensiunilor șenalului navigabil. Astfel de ape mici, deasupra unor praguri formate de bancuri de nisip, lățimea șenalului navigabil al Dunării se micșorează pînă la 60...80 m, iar adîncimile naturale scad sub 2,0 m.

Pentru o utilizare cît mai completă a capacității de transport a rîurilor pe diferite sectoare și la diferite niveluri, se recomandă utilizarea așa-numitelor *gabarite diferențiate*. Dimensiunile caracteristice ale gabaritelor diferențiate se stabilesc pe sectoare, în funcție de nivelul apei măsurat la mirele hidrometrice din sectorul respectiv. Valoarea minimă a adîncimii navigabile asigurată pe întreaga perioadă navigabilă se numește *adîncime navigabilă de garanție* sau *adîncime navigabilă de calcul*.

Pe sectorul românesc al Dunării, adîncimea navigabilă de garanție este în etapa actuală de 2,5 m.

Viteza apei în șenal în perioada de navigație nu trebuie să depășească anumite limite peste care navigația nu ar mai fi economică ($v_{max} \cong 1{,}5...$ 2,0 m/s). Mai mult, pentru o bună utilizare a flotei, în special a remorcherelor, este de dorit ca aceste viteze să fie cît mai uniforme în tot lungul rîului sau cel puțin pe anumite sectoare.

Albia rîului în limita șenalului nu trebuie să prezinte obstacole (epave, praguri stîncoase, bancuri etc.) care ar periclita siguranța mișcării navelor. Pentru înlăturarea acestora, în multe cazuri este necesar să se întreprindă lucrări de deblocare și întreținere curentă. Dacă totuși asemenea obstacole mai există ele trebuie semnalizate foarte vizibil.

În funcție de condițiile climatice, perioada navigabilă trebuie să fie cît mai întinsă, fără zile de întreruperi și în măsura posibilităților, fără restricții de navigație în ce privește gabaritul navigabil. Pentru realizarea acestui deziderat, pe unele căi navigabile secundare (afluenți, canale de legătură) este necesar să se construiască o flotă specială de transport cu pescaj redus.

Traseul șenalului navigabil nu trebuie să fie prea sinuos. Pentru căile navigabile naturale coeficientul de sinuozitate trebuie să fie mai mic decît 1,5...2,0. În numeroase cazuri valoarea acestui coeficient este mai

Scanned with OKEN Scanner

mare. Coeficientul de sinuozitate general al Dunării este 1,75, dar pe unele sectoare, de exemplu pe brațul Sf. Gheorghe, el atinge valoarea 3,3. Reducerea coeficientului de sinuozitate a șenalului navigabil se poate obține prin lucrări de regularizare în albie (rectificări de coturi etc.); o substanțială îmbunătățire a acestuia se poate obține prin amenajarea în curent barat.

Adîncimea navigabilă. Adîncimea navigabilă de garanție se stabilește în raport cu nivelul minim navigabil. Ea rezultă din pescajul navei de calcul (nava încărcată), la care se adaugă o rezervă de apă, numită *rezerva pilotului*. Aceasta variază cu tipul și modul de construcție al navelor în circulație, de încărcămînt, de natura fundului, de viteza de circulație, de regimul de curgere al debitului lichid și a celui solid. Se pot admite rezerve mai mici pentru navele metalice solid construite, pe sectoare cu fund stabil și variații lente de nivel. Dacă navele transportă materii explozive sau cu un punct de aprindere coborît, dacă viteza de circulație este mare, dacă fundul este neregulat și stîncos, rezerva de adîncime trebuie să fie mai mare. Aceasta este mai mare la navele autopropulsate decît la cele remorcate și crește cu pescajul (tonajul navei).

Pe Dunărea inferioară, rezerva pilotului este în medie 0,5 m; în bazinele portuare ea este majorată, în funcție de înnisipările probabile, posibilitățile de întreținere, înălțimea valurilor, viteza de circulație etc. Rezervele de apă la lucrările de artă (ecluze, poduri canal etc.) sînt mai mari, avîndu-se în vedere posibilitățile de sporire în viitor, a pescajului navelor.

Razele de curbură. Pentru circulația curentă, raza de curbură a șenalului navigabil trebuie să fie de cel puțin 6 ori mai mare decît lungimea navei de calcul L sau a convoiului împins (cu legături rigide), de preferință, chiar de 10 ori mai mare. La intrarea în porturi, în ecluze și în sectoarele dificile, raza de curbură poate fi redusă la jumătate. Pentru înscrierea navei (convoiului rigid) în curbă, șenalul trebuie lărgit.

Dacă se admite schema din figura 8.3, cu $M = 2\,B + 3\,d$, rezultă: $\Delta(2\,R_{ext} - \Delta) = L^2$; $R_{ext} = R + \frac{M+\Delta}{2}$; $\Delta = L^2/(2R + M)$ sau acoperitor $\Delta = L^2/2R$.

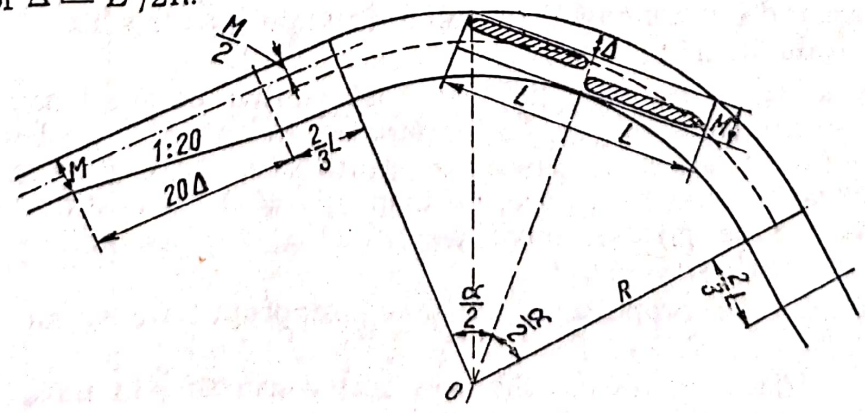


Fig. 8.3. Supralărgiri în curbe.

Supralărgirea se face spre interiorul curbei pentru mărirea vizibilității. Trecerea de la lățimea curentă din aliniament, la lățimea sporită din curbă, trebuie să se facă progresiv pe o lungime de cel puțin 3/4 *L*. Între două curbe de sens contrar trebuie să existe un aliniament cu o lungime de cel puțin 3*L*.

Clasificarea căilor navigabile. Din punct de vedere geografic, căile navigabile se împart în căi interioare (rîuri, fluvii, lacuri) și căi maritime. Din punctul de vedere al realizării lor se pot distinge căi naturale și căi artificiale (canale navigabile).

Din punctul de vedere al transporturilor, apele pot fi navigabile (pentru traficul de mare capacitate) sau flotabile (pentru plute, ambarcațiuni ușoare etc.).

Din punctul de vedere al caracteristicilor de navigație și al importanței lor, căile navigabile se împart în clase. După STAS 4723—61 căile navigabile se împart în 4 clase după adîncimea minimă a șenalului navigabil și deplasamentul navelor admise în circulație. În clasificarea sovietică căile navigabile se împart în 7 clase care se deosebesc prin : adîncimea minimă de navigație, adîncimea medie a șenalului în perioada navigabilă, lățimea și raza de curbură a acestuia, capacitatea convențională de trafic (în procente față de căile de clasă I).

În tabelul 8.1 se dau caracteristicile tehnice ale căilor navigabile și tipurile de nave din Europa Occidentală, după Comisia economică pentru Europa a O.N.U.

8.3. NAVELE DE TRANSPORT

8.3.1. CLASIFICARE, CARACTERISTICI CONSTRUCTIVE ȘI DE EXPLOATARE

Navele care circulă pe căile de apă interioare se pot clasifica :

— după raza de autonomie, în nave fluviale (pentru fluvii și rîuri), de canal, de lacuri ;

— după destinație, în nave de transport pentru pasageri sau mărfuri, de remorcare (remorchere, împingătoare), industriale (pentru pescuit), tehnice (drăgi, șalande, macarale plutitoare, nave de salvare etc.), administrative (nave sanitare, de inspecție etc.), cu destinație specială (spărgătoare de gheață, nave pentru stingerea incendiilor etc.), de sport (yachturi, yole etc.) ;

— după modul de propulsare, în nave autopropulsate și nave remorcate (împinse) ;

— după materialul principal din care sînt construite, în nave de lemn, oțel, beton armat, aluminiu, mixte.

Scanned with OKEN Scanner

Tabelul 8.1

Caracteristicile tehnice ale căilor navigabile şi tipuri de nave în Europa Occidentală ***

Clase		I	II	III	IV	V	VI
Încărcămînt		2 940 kN (300 tf)	5 880 kN (600 tf)	9 800 kN (1000 tf)	13250 kN (1 350 tf)	19 600 kN (2 000 tf)	29 400 kN (3 000 tf)
a) *Nave tip*							
lungime, în m		38,50...47,00	50,00...55,00	67,00... 73,00	80,00	95,00	—
lăţime, în m		5,00	6,60... 7,20	8,20	9,50	11,50	—
pescaj, în m		2,20... 2,50	2,50	2,50... 2,70	2,50... 2,80	2,70... 3,00	—
înălţime maximă a părţilor fixe, în m		3,50... 3,80	4,20... 5,00	4,00... 4,60	4,40... 4,70	6,70	—
b) *Barje*							
lungime, în m		—	—	—	70,00	16,50	—
lăţime, în m		—	—	—	9,50	11,20	—
pescaj, în m		—	—	—	2,50	2,70... 3,30	—
înălţime, în m		—	—	—	4,40	4,40	—
c) *Şenal*							
lăţime, în m	*A*	10,00...15,00	10,00...48,00	20,00...37,00	20,00... 40,00	35,00... 70,00	26 ... 100,00
	B	12,00...24,00	20,00...67,00	33,00	33,00... 70,00	33,00... 100,00	100,00
adîncime, în m	*A*	1,60... 3,50	2,30... 3,50	2,50... 3,50	2,50... 4,00	3,50... 4,50	6,00... 11,00
	B	1,90... 2,50	2,00... 3,00	2,50... 3,50	2,20... 3,50	3,00... 3,50	7,00
d) *Poduri*							
înălţime liberă	m*	3,70... 4,50	4,10... 7,00	4,00	4,00... 5,85	5,25... 9,10	9,10... 40,00
lăţime normală	m**						
	A	5,20...20,00	7,00...25,00	18,00	20,00... 40,00	12,00... 80,00	80,00
	B	9,00...34,00	7,25... 15,00	12,50... 20,00	20,00... 70,00	35,00... 40,00	75,00
e) *Ecluze*							
lăţime utilă, în m		5,20... 6,75	7,00... 10,00	8,60... 12,50	10,00... 24,00	12,00... 18,00	16,00... 24,00
lungime utilă, în m		38,50...47,00	50,00...67,00	70,00... 100,00	82,00... 136,00	100,00... 136,00	114,00... 150,00
adîncime la prag, în m		2,00... 3,50	2,30... 3,00	3,00... 5,90	3,00... 4,50	3,00... 3,80	4,50... 8,75

Notă:

A — canale navigabile; *B* — cursuri de apă canalizate;
* înălţime liberă deasupra părţilor fixe ale suprastructurii: nava goală, nivel maxim de navigaţie;
** lăţime normală a paselor navigabile (o singură pasă);
*** cifrele din tabelă reprezintă valori extreme observate.

Scanned with OKEN Scanner

Materialul cel mai utilizat astăzi pentru construcția navelor de orice fel este oțelul. Navele cu bordaj metalic și punțile de lemn, destul de frecvente mai înainte, sînt în curs de dispariție.

Pe o scară destul de mare se utilizează astăzi aliajele de aluminiu. Deoarece acesta are o greutate specifică de numai circa 1/3 din cea a oțelului, navele construite din aluminiu pot transporta cu același pescaj cantități sporite de mărfuri.

Pentru navele de pasageri la care și suprastructura poate fi construită din aluminiu, avantajele sînt și mai mari.

Un alt factor care influențează în mod pozitiv construcțiile de nave executate din aliaje de aluminiu este rezistența mărită a acestora față de acțiunea unor substanțe deosebit de corosive (sarea, sulful, nitratul de amoniu etc.). Se asigură astfel micșorarea cheltuielilor de întreținere și a timpului de staționare pentru reparații.

Deoarece aluminiul are o conductibilitate termică mai redusă decît oțelul și nu produce nici scîntei la lovire, utilizarea lui la construcția tancurilor apare și mai indicată (se reduc pierderile prin evaporare și se micșorează pericolul de explozie). În plus trebuie ținut seama și de faptul că tabelele din aliaje de aluminiu nu trebuie vopsite și nici raschetate.

Masele plastice se utilizează de asemenea din ce în ce mai mult la construcția corpului navelor (nave mici) și mai ales a suprastructurii, mobilierului, instalațiilor. Se realizează astfel economii și se obține o micșorare importantă a greutății și pescajului. Masele plastice sînt însă inflamabile și nu rezistă în bune condițiuni la intemperii.

Propulsarea navelor. Pentru propulsarea navelor se utilizează : mașini cu abur, motoare cu combustie internă și electromotoare alimentate de grupuri electrogene Diesel sau cu acumulatori. În navigația interioară, energia atomică nu a fost încă utilizată.

La motoarele cu ardere internă puterea calorică a combustibilului este mai complet utilizată. Greutatea motorului și locul ocupat pe navă sînt mai mici decît la mașina cu aburi ; rezerva de combustibil este de asemenea mai mică. Toate acestea măresc capacitatea de încărcare a navei.

Mașinile cu abur au o construcție mai robustă. Randamentul lor s-a îmbunătățit în ultimul timp prin întrebuințarea aburului sub presiune mare (490 N/cm^2). Faptul că pot utiliza și combustibil ordinar (lemn, cărbune), le dă oarecare avantaje. Mașinile cu abur consumă însă combustibil și în timpul staționării.

Propulsoarele utilizate depind de tipul, destinația și condițiile de exploatare ale navei. Pentru navigația interioară principalele tipuri sînt elicea și roata cu zbaturi. În împrejurări speciale se mai utilizează propulsoare cu pale orientabile verticale (Voith — Schneider), cu jet (cu reacțiune), cu conuri (Hotkis), elicea și reactorul aerian etc.

Roata cu pale sau zbaturi (fig. 8.4) este un propulsor extrem de voluminos și greu care impune forme speciale navei. Mașinile principale ale vaselor cu zbaturi sînt aproape exclusiv cu abur. Deoarece adîncimea

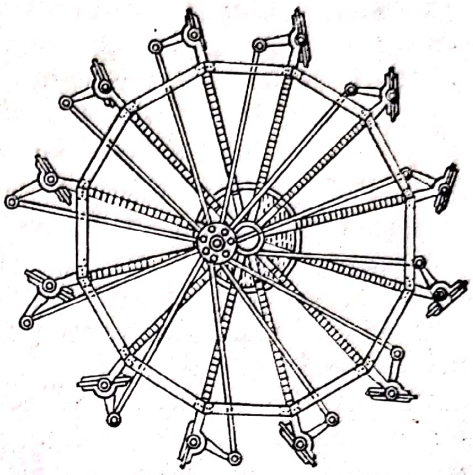


Fig. 8.4. Roată cu pale (zbaturi) orientabile.

cufundării palelor este mică, o modificare importantă a pescajului navei se resimte puternic asupra funcționării sistemului de propulsie reducînd randamentul lui. Din cauza obiectelor plutitoare și în special din cauza gheții, palele se rup ușor. Viteza navelor prevăzute cu roți cu zbaturi este în general mai mică decît a celor cu elice. Diametrul roților cu zbaturi variază între 2,5 m și 10 m, iar numărul de ture este de 30...60 pe minut. Distanța între centrele palelor, care în ultimul timp s-au construit concave, este de circa 1,0 m ... 1,5 m. Datorită suprafeței mari a palelor, acest tip de propulsor poate realiza însă o importantă forță de tracțiune la un pescaj redus (pînă la 0,5 m). Aceasta constituie principalul lor avantaj și motivul pentru care pe majoritatea apelor interioare cu adîncime mică, navele și mai ales remorcherele cu zbaturi mai au în momentul de față o utilizare atît de frecventă.

După modul de instalare la bord, se pot distinge două tipuri de nave cu zbaturi : cu roțile montate în borduri sau cu roțile montate la pupă.

Instalația roților în borduri este cea mai răspîndită pentru că : momentul de rotație poate fi transmis roților cu ușurință, îmbunătățește condițiile de manevrare și permite o consolidare mai bună a navei. Inconvenientul principal al acestui tip constă în majorarea apreciabilă a dimensiunii transversale a navei care ajunge uneori pînă la peste de două ori lățimea corpului propriu-zis.

Din punct de vedere constructiv, roțile cu zbaturi pot fi cu pale radiale sau cu pale orientabile. Roțile cu pale radiale au palele fixe montate în prelungirea spițelor. Roțile cu pale orientabile au o răspîndire mai mare datorită apreciabilei îmbunătățiri a randamentului propulsiei prin evitarea șocurilor la intrarea și la ieșirea din apă a palei.

Elicele se așază în vecinătatea pupei. Ele sînt cel mai răspîndit tip de propulsor ; au un randament mai ridicat decît roțile cu zbaturi, mai ales în cazul cînd lucrează la adîncimi suficient de mari (peste 2 m) și sînt cu pas reglabil. Elicele cer motorului o turație mai mare. Din această cauză, motorul cel mai întrebuințat la navele cu elice este motorul cu

Scanned with OKEN Scanner

combustie internă. Datorită pericolului cavitației la turații foarte mari, se intercalează reductoare sau turbocuple. La navele cu elice motorul se așază mai jos decît mașinile la navele cu zbaturi, ceea ce le mărește stabilitatea. Neajunsul principal al utilizării navelor cu elice pe căile fluviale este adîncimea navigabilă, de multe ori insuficientă, de care se dispune pe aceste căi.

Elicea cu pas variabil este întrebuințată în vederea obținerii unui randament mai bun pentru diverse turații și viteze ale navei (fig. 8.5). Duza se adaugă elicei pentru ca prin circulația creată în jurul acesteia și prin modificarea vitezei apei la intrarea în propulsor să se mărească forța de împingere. Tot pentru mărirea împingerii se adaugă contraelicele, ghidaje care îndreptînd jetul recuperează o parte din energia consumată pentru mișcarea de rotație. Puterea utilă pe care o poate transmite elicea, scade cu diametrul. Deoarece diametrul elicei nu poate să depășească pescajul, la navele fluviale cu pescaj redus, puterea nece-

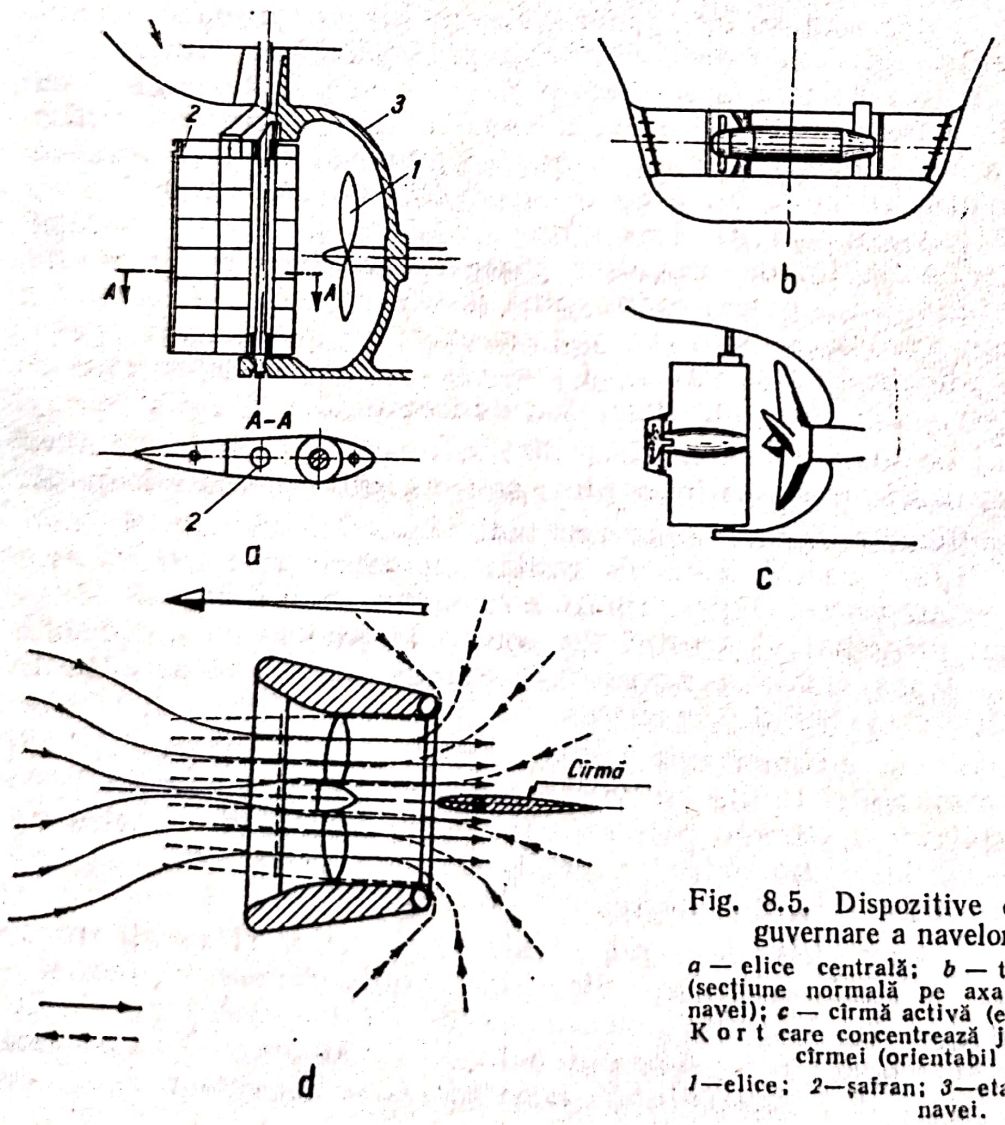


Fig. 8.5. Dispozitive de propulsie și guvernare a navelor, cu elice:

a — elice centrală; *b* — turbină de provă (secțiune normală pe axa longitudinală a navei); *c* — cîrmă activă (elevație); *d* — tunel Kort care concentrează jetul elicei asupra cîrmei (orientabil sau nu).

1 — elice; *2* — șafran; *3* — etambou; *4* — corpul navei.

sară nu poate fi realizată totdeauna de o elice de tip obișnuit. O îmbunătățire a fost adusă prin mărirea numărului de elice (2 la navele fluviale și maximum 3...4 la cele maritime) și prin construirea elicelor cu tunel. Elicea în tunel permite o sporire a diametrului și deci a puterii ce se poate transmite.

Propulsorul cu pale orientabile verticale (fig. 8.6) realizat pentru prima oară în 1930, a căpătat foarte curînd o mare răspîndire, mai ales la nave cu destinație specială (drăgi, remorchere portuare, macarale plutitoare, ferry-boaturi etc.), datorită deosebitelor sale calități manevreire care fac posibilă conducerea navei fără cîrmă și fără inversor de mars.

Propulsorul constă din niște pale orientabile, situate la distanțe egale pe circumferința unui disc rotativ, așezat la același nivel cu tablele fundului navei. În timpul rotirii discului, aripioarele comandate printr-un sistem de bare articulate iau diferite poziții față de curentul ce curge spre ele, creînd o forță de împingere în direcția dorită.

Propulsoarele cu jet sau hidraulice (fig. 8.7) sînt propulsoarele la care împingerea este creată de refularea apei de către o pompă centrifugă

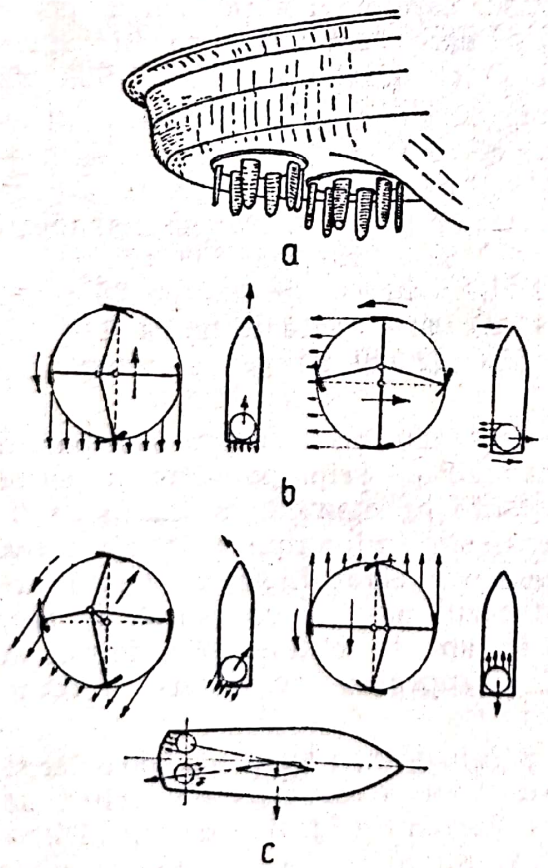


Fig. 8.6. Propulsor Voith-Schneider cu pale orientabile verticale:
a—vederea dispozitivului; *b*, *c*—diferite manevre de înaintare și întoarcere.

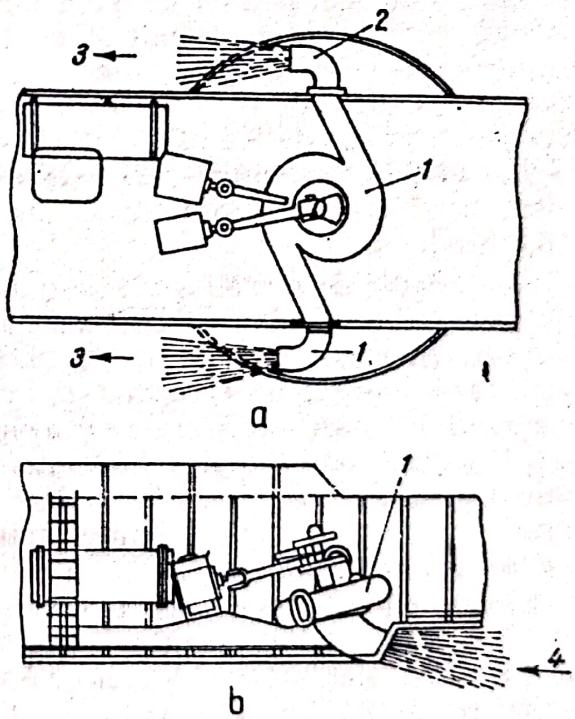


Fig. 8.7. Propulsor cu jet:
a — plan; *b* — secțiune în lung.
1 — pompe centrifuge; 2 — țuț rabatabil; 3 — jet de apă; 4 — accesul apei la pompe.

situată în interiorul navei. Randamentul scăzut al acestui propulsor a făcut să nu fie întrebuințat decît în cazuri speciale (stații plutitoare de pompe pe canalele de irigație, nave pentru stins incendii), adică nave care au o instalație de pompare.

Elicea aeriană și reactorul aerian ca mijloc de propulsie a ambarcațiunilor, au găsit aplicație mai ales la navele rapide de pasageri (nave cu pernă de aer, pe aripi portante), sau cele de sport.

Nave autopropulsate. Cele mai frecvente tipuri de nave autopropulsate care circulă pe apele interioare sînt navele de pasageri, remorcherele și șalupele.

Dezvoltarea rapidă pe care au luat-o în ultimul timp transporturile aeriene și terestre, a condus la o micșorare apreciabilă a traficului de călători. Marile nave de pasageri de cursă lungă, cu itinerare prestabilite au dispărut aproape complet, rămînînd în funcțiune numai cele de capacitate relativ redusă, exploatate pe distanțe scurte. Trebuind să satisfacă un important flux de călători, unele din aceste nave au fost totuși amenajate pentru transportul unui mare număr de pasageri. Astfel, nava sovietică „Otdîh" (de tip catamaran) alcătuită din două corpuri de navă distanțate legate cu o platformă comună, care navigă pe Volga, poate transporta 680 călători ; nava „Loreley" care face curse pe Rin între Köln și Mainz, 3 400 călători, deplasament maxim 6,35 MN (650 tf).

O mare dezvoltare au luat-o și navele de excursie de durată. Dimensionate de obicei pentru un mare număr de călători, aceste nave sînt prevăzute cu cabine de dormit și cu tot confortul necesar, ceea ce are ca urmare creșterea dimensiunilor și deplasamentului lor. Navele românești de tip „Oltenița" (83,3·14,8·1,7 m) care pot îmbarca 208 turiști au un deplasament de 8,4 MN (853 tf) și o viteză în apă moartă de 26 km/h. Nava sovietică „Soiuz" (121,5·16,8·2,4 m) care poate îmbarca 440 turiști are un deplasament de 22,8 MN (2 320 tf) și o viteză de 26,8 km/h.

Necesitatea de a realiza viteze din ce în ce mai mari pentru transportul de pasageri a condus la construirea navelor pe aripi portante și perne de aer. În cazul navelor cu aripi portante rezistențele la înaintare în apă care cresc foarte repede cu viteza, sînt micșorate prin ridicarea corpului în marșul de regim deasupra nivelului apei, pe un număr de aripi parțial sau complet imersate. În cazul navelor cu pernă de aer, micșorarea rezistențelor de înaintare în apă se obține prin formarea unui strat de aer între fundul navei și suprafața apei, care menține nava deasupra acesteia.

Navele cu aripi portante și cele cu pernă de aer au o utilizare largă și în transporturile maritime de coastă unde execută transporturi de automobile, mărfuri etc. Navele cu aripi portante (fig. 8.8) de tip „Dinamic" (75,3·13,7 m) construite în S.U.A. au ajuns la un deplasament de 4,8 MN (500 tf) și la o putere instalată de 43 400 kW, realizînd viteze de croazieră de 185 km/h ; capacitatea de transport 600 pasageri. Cea mai mare navă cu pernă de aer realizată pînă în prezent

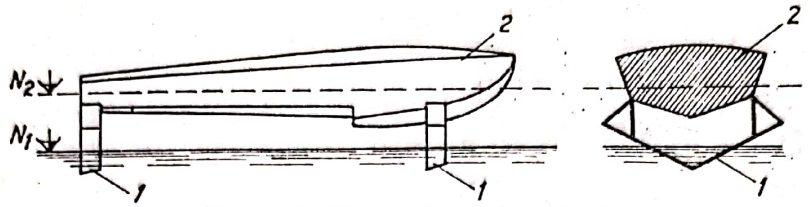


Fig. 8.8. Nave cu aripi portante:
a — vedere; *b* — secțiune transversală; *1* — aripi portante; *2* — corpul navei; N_1, N_2 — plane de plutire în repaos și în cursă.

SRN 4(39,7·23,4 m), construită în 1968 pentru legătura Dover-Boulogne are un deplasament de numai 1,65 MN (168 tf), capacitatea de transport 600 pasageri sau 0,49 MN (50 tf) marfă, puterea instalată 3·2 500 kW, presiunea în perna de aer 1,91 kN/m² (0,2 tf/m²), viteza maximă 130 km/h. Instalația mecanică cuprinde 3 turbomotoare Rolls-Royce care antrenează cîte o elice de propulsie de avion montată pe un pilon construit deasupra punții și un ventilator pentru producerea aerului comprimat de sustentație.

Remorcherele sînt de tipuri și dimensiuni foarte diferite. Ca și navele de pasageri, ele pot fi cu elice sau cu zbaturi. Pe Dunăre puterea instalată a remorcherelor ajunge la 1 470 kW. Pentru împingere se construiesc remorchere de tip special, împingătoare (fig. 8.9).

Nave fără propulsie proprie. Cele mai frecvente nave de transport fără propulsie proprie sînt *șlepurile* și *tancurile*.

După construcția punții, șlepurile se consideră puntate, semipuntate sau fără punți, după cum suprafața bocaporților (gurilor hambarelor), este mai mică decît 0,25 *L B*, 0,5 *L B*, respectiv mai mare decît 0,5 *L B* (*L* — lungimea, *B* — lățimea navei).

Șlepurile (fig. 8.10) sînt de tipuri foarte diferite: cele utilizate pentru transportul pietrei și lemnăriei se numesc *mahoane* sau *ceamuri*, șlepu-

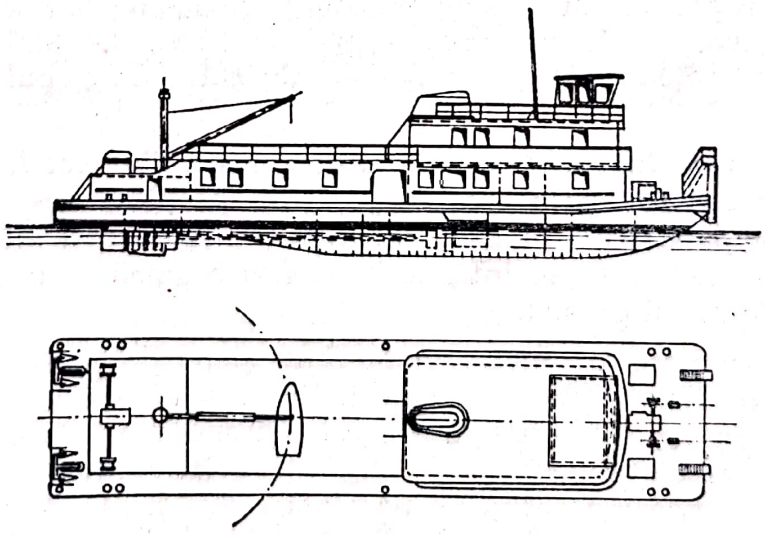


Fig. 8.9. Remorcher împingător de Rin de 930 kW (36,0 · 8,2 · 2,5 m).

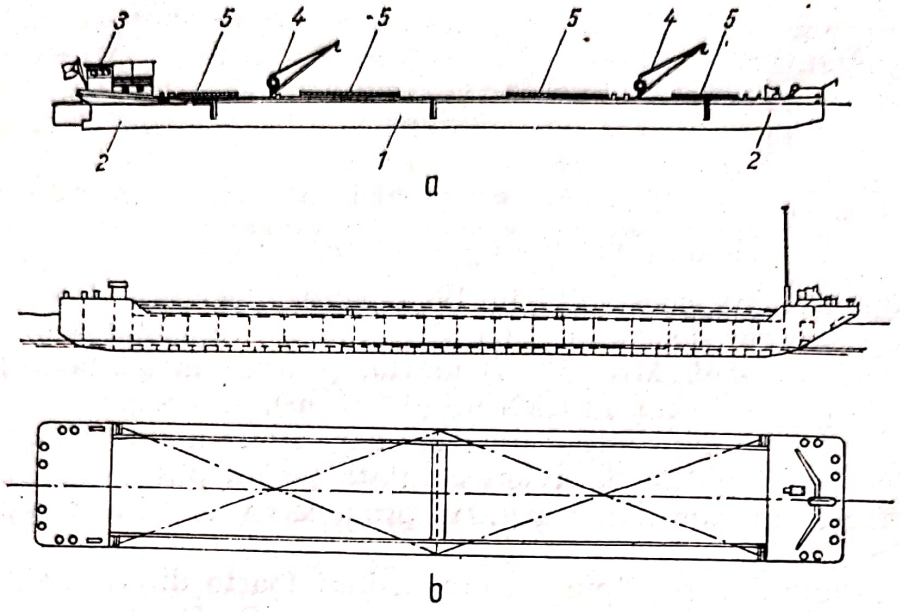


Fig. 8.10. Șlepuri:
a — șlep de tip obișnuit pentru convoaie remorcate. *1*, *2* — magazii; *3* — timoneria; *4* — macarale de bord; *5* — bocaporți.
b — șlep de Rin (64,0 · 9,2 · 2,8 m, deplasament 12,8 MN, respectiv 1300 tf) pentru convoaie împinse.

rile mici (2,9...3,9 MN respectiv 300...400 tf) cu pescaj redus care navigă pe Prut, *pletine*, cele de tip special care intră în formația convoaielor împinse, *barje*. Capacitatea curentă a șlepurilor de Dunăre variază între 5,9...9,8 MN (600...1 000 tf). Pe rețeaua de căi navigabile din nord-vestul și centrul Europei este în curs de omologare șlepul de 14,7 MN (1 500 tf), pe unele sectoare mai favorabile, șlepul de 19,6...29,4 MN (2 000 tf și 3 000 t), iar pe rețeaua de căi navigabile din U.R.S.S., șlepul de 39,2 MN (4 000 tf).

Navele cisternă, tancurile, se execută exclusiv din metal, au o formă în general fină și sînt prevăzute cu pereți despărțitori care formează un număr de compartimente etanșe. Deși într-o măsură mai mică decît șlepurile, navele cisterne prezintă de asemenea o gamă foarte variată de dimensiuni, forme și capacități.

O mare dezvoltare au luat-o în prezent șlepurile și tancurile automotoare. Șlepurile automotoare sînt indicate pentru sorturi diferite și partizi mici, în special mărfuri generale, produse alimentare etc. care trebuie transportate repede și pe distanțe relativ scurte. Șlepurile și tancurile automotoare necesită un personal redus și asigură o exploatare regulată, elastică și economică. Ele sînt deosebit de indicate pentru transportul containerelor (fig. 8.11).

Scanned with OKEN Scanner

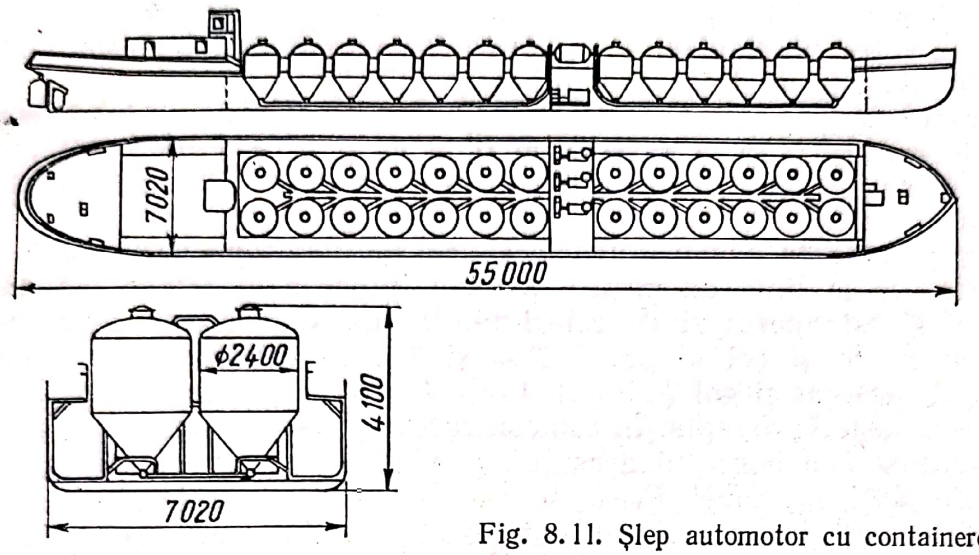


Fig. 8.11. Șlep automotor cu containere.

8.3.2. PLANUL DE FORME, DIMENSIUNI ȘI INDICI CARACTERISTICI

Forma corpului navei rezultă din planul de forme (fig. 8.12). Acesta se obține din intersecția suprafeței exterioare a navei cu un număr de planuri situate la distanțe egale și paralele cu planurile principale de proiecție. Acestea sînt : planul vertical, care taie nava după axa ei longitudinală numit și plan diametral ; planul orizontal, după linia de plutire (nava încărcată) numit și plan de plutire ; planul vertical, perpendicular pe planul diametral și care taie nava la jumătatea lungimii teoretice, numit și planul cuplei maestre.

Dimensiunile principale ale navei sînt următoarele :

Lungimea *L* (teoretică) este distanța între perpendicularele ridicate din punctele de intersecție ale planului (liniei) de plutire cu secțiunea longi-

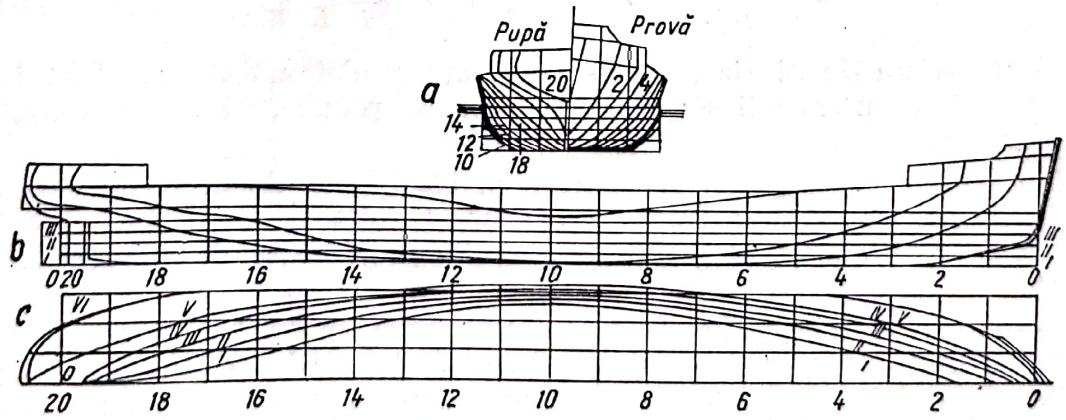


Fig. 8.12. Plan de forme al unei nave de pasageri (cu elice):
a, b, c — secțiuni transversale, longitudinale și în plan orizontal.

tudinală a navei în planul diametral. Această distanță se mai numește distanța între perpendiculare. Lungimea maximă L_{max} este lungimea maximă *de gabarit* și se măsoară între verticalele extreme.

Lățimea B este dimensiunea teoretică egală cu distanța între punctele de intersecție a cuplei maestre cu linia de plutire. Lățimea B_{max} este dimensiunea de gabarit, egală cu distanța dintre verticalele tangente la suprafața exterioară a navei în regiunea de lățime maximă.

Pescajul T este dimensiunea teoretică, măsurată pe verticală în cupla maestră, de la linia de plutire a navei pînă la marginea inferioară a carenei și este pescajul de referință. În afară de acesta se deosebește pescajul provei și cel al pupei T_{pr} și T_p. Se deosebesc de asemenea : pescajul încărcat și gol (minim). Dacă $T_{pr} = T_p$ se spune că nava stă în carenă (asietă) dreaptă. În caz contrar, nava este apupată sau aprovată.

Înălțimea F a bordului deasupra apei (francbordul) se măsoară de la linia de plutire a navei. F_{min} se măsoară de la linia de plutire a navei încărcate, pînă la punctul cel mai jos al bordului. Securitatea navigației cere pentru fiecare navă o anumită valoare minimă a înălțimii bordului deasupra apei.

Deplasamentul W (D) este greutatea volumului de apă deslocuit de navă și se exprimă în tone. Se deosebesc : deplasamentul navei încărcate și deplasamentul navei goale. Capacitatea netă de încărcare este diferența între cele două deplasamente (în deplasamentul gol intrînd în afară de greutatea proprie și greutatea combustibilului, apei, proviziilor și echipajului).

La navele maritime, afară de deplasament (în tone) intervine și tonajul registru, exprimat în tone registru (o unitate de volum egală cu 100 picioare cubice = 2,830 m^3). Tonajul registru brut reprezintă volumul total al spațiilor închise între corpul și punțile etanșe ale navei. Tonajul registru net se obține din cel brut, scăzîndu-se spațiile ocupate de mașini, culoare etc. și reprezintă spațiul rezervat încărcării cu marfă și pasageri.

Coeficienți de formă. Tipul navei se mai definește prin următorii coeficienți de formă :

$$\alpha = \frac{S}{B \cdot L}; \quad \beta = \frac{\omega}{B \cdot T}; \quad \delta = \frac{V}{B \cdot L \cdot T}. \tag{8.1}$$

(S — suprafața de plutire, ω — suprafața cuplei maestre ; α; β; δ — coeficienții de plenitudine : al suprafeței de plutire, al cuplei maestre și volumetric).

Navele comerciale sînt înregistrate și clasificate de unul din marile Registre internaționale : Bureau Véritas, Germanischer Lloyd, Lloyd's Register of Shipping etc. care le acordă și garanția de navigație, în funcție de starea navei.

Germanischer Lloyd, de exemplu, utilizează ca simboluri de clasificare numărul 100 pentru navele în perfectă stare, 90 pentru cele a căror stare este mai puțin satisfăcătoare. Acestea sînt urmate cu cifrele 4 sau 3 care indică numărul de ani care separă două vizite periodice de control ale registrului.

Scanned with OKEN Scanner

8.3.3. ELEMENTE ȘI SISTEME DE CONSTRUCȚIE A NAVELOR

Elementele de construcție. Corpul navei (coca) se prezintă ca o grindă în formă de cutie, care constă din fund, borduri și punți. El se realizează prin asamblarea de table și profiluri cu ajutorul nituirii și mai ales sudurii. Se deosebesc :

— structuri longitudinale : chila, curenții longitudinali, carlingile centrale și laterale, bordajul, punțile, pereții longitudinali ;

— structuri transversale : coaste, varange, traverse de punte, pereți transversali.

În punctele de intersecție ale structurilor longitudinale și transversale, acestea se leagă cu întăriturii suplimentare (guseuri, bracheți etc.).

Pe fundul navei se află legătura sa longitudinală, chila (fig. 8.13). Prima filă de tablă de fund alăturată chilei, se îndoaie și se fixează pe aceasta.

În ultimul timp, la aproape toate navele mari, pentru a nu spori greutatea și pescajul, chila grea masivă a fost înlocuită cu chila plată sau orizontală. Chila plată poate fi alcătuită dintr-o singură tablă de oțel sau din două table suprapuse. Deasupra chilei plate se montează carlinga centrală de care se leagă structurile transversale ale corpului (varangele). Carlinga centrală este de obicei o grindă cu inimă plină, a cărei înălțime la navele mari poate depăși 1,0 m. De carlinga centrală se leagă structurile transversale ale navei. În carlingă se practică uneori găuri de ușurare, care servesc și la trecerea apei din santină, de la un bord la altul. Chila se întinde neîntreruptă pe toată lungimea, pînă la extremități (fig. 8.13) unde se unește cu etrava (provă) și cu etamboul (pupă). Navele maritime și cele de lac au de obicei și o chilă de ruliu, care nu are alt rol decît acela de a micșora ruliul (proeminențele chilei de ruliu opun rezistență la oscilațiile transversale ale navei). Chilele de ruliu se nituiesc pe tablele bordajului în regiunea gurnelor navei, simetric pe

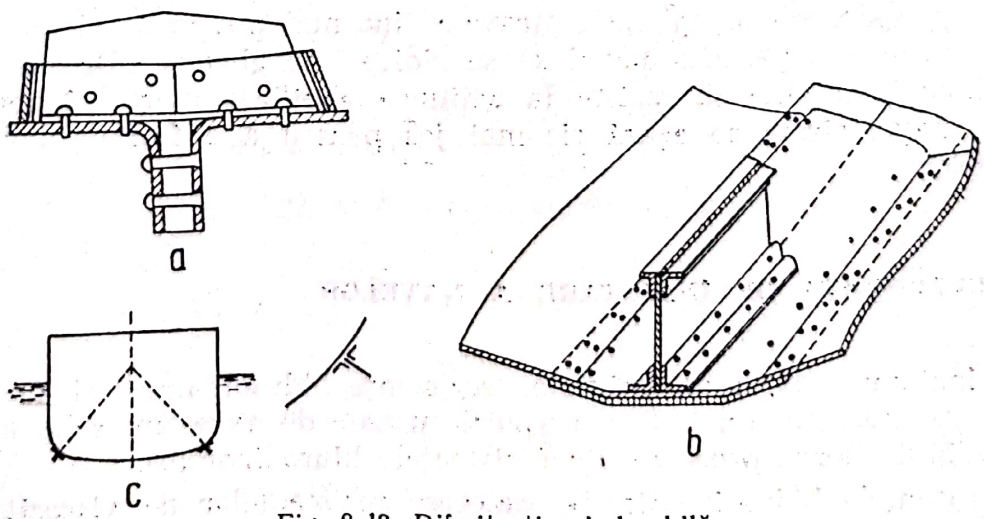


Fig. 8.13. Diferite tipuri de chilă:
a — chilă masivă; *b* — chilă plată; *c* — chilă de ruliu.

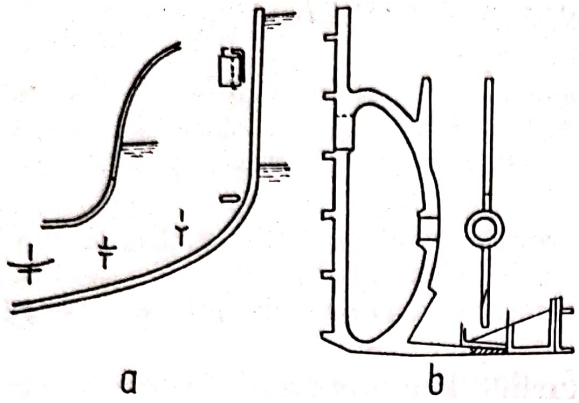


Fig. 8.14. Etravă și etambou:
a — etrava curbă și dreaptă la o navă cu chilă plată; *b* — etamboul unei nave cu elice.

ambele borduri, dar în așa fel încît să nu mărească nici pescajul și nici lățimea navei. Lățimea chilelor de ruliu nu este mai mare de 300 mm și ele se dispun numai de partea centrală a navei (1/2...1/3 din lungimea navei). Către extremități, chilele de ruliu se îngustează pentru a nu opune rezistență la înaintare.

La capete, chila se unește în proră cu etrava, iar în pupă cu etamboul (fig. 8.14). Acestea se fac robuste pentru a rezista la diferitele lovituri din timpul navigației. Etamboul trebuie să suporte și greutatea cîrmei fixată pe el. Forma etravei poate fi dreaptă sau curbă. Cea curbă este mai convenabilă prin aceea că la o eventuală ciocnire sînt mai puține riscuri de a cauza vasului ciocnit o spărtură sub linia de plutire.

Etamboul poate fi forjat sau turnat. Dacă nava are o elice sau 3 elice, etamboul se compune din două ramuri verticale, unul prin care trece axul port-elice (etamboul elicei) și altul pe care se fixează cîrma (etamboul cîrmei). Dacă nava este cu două elice, etamboul este mai simplu avînd o singură ramură verticală : etamboul cîrmei. Etamboul elicei nu mai este necesar, deoarece elicea din mijloc nu mai există.

La spărgătoarele de gheață, etravele sînt mai puternice și au forme speciale care să permită navei să se ridice pe gheață. De asemenea etambourile trebuie să reziste la acțiunea gheții la mersul înapoi. La aceste nave, cîrma se așază cît mai jos pentru a o feri de loviturile sloiurilor.

8.3.4. REZISTENȚA DE ÎNAINTARE A NAVELOR

În înaintarea sa, nava întîmpină rezistențe hidrodinamice și aerodinamice. Acestea din urmă pentru tipurile uzuale de nave sînt relativ mici, de ordinul cîtorva procente din rezistențele hidrodinamice.

Rezistențele hidrodinamice se datoresc rezistențelor de viscozitate și rezistențelor valurilor produse de navă.

Rezistenţe în spaţii infinite de apă moartă. În acest caz, rezistenţa de viscozitate poate fi exprimată prin relaţia :

$$R_0 = C_v \frac{\rho}{2} A v^2 \ [\mathrm{N}] \qquad (8.2)$$

în care A este suprafaţa muiată a carenei ;

v — viteza navei, în m/s ;

C_v — coeficient specific al rezistenţei de viscozitate (admensimal) ; $C_v = C_g(1+k) + C_r$. Coeficientul de frecare C_g depinde de numărul Reynolds $\frac{vL}{\upsilon}$ (L — lungimea navei) şi reprezintă coeficientul specific al rezistenţelor pe suprafeţe plane, considerate netede ; k este coeficientul de rezistenţă a formei sau de rezistenţă turbionară ; C_r coeficient prin care se ţine seama de rugozitatea carenei (C_r este funcţie de numărul Reynolds şi de rugozitatea relativă $\frac{\Delta}{L}$).

După cum se vede din cele de mai sus, rezistenţa de viscozitate reprezintă suma rezistenţelor de frecare şi de formă (turbionare).

Repartiţia rezistenţelor de frecare şi de formă într-un spaţiu de apă nelimitat se dă în figura 8.15. Pînă la valoarea numărului Froude $Fr = 0{,}25$, rezistenţele de formă reprezintă numai 25% din rezistenţa totală. Acest interval este caracteristic transporturilor pe căile navigabile interioare. În adevăr, dacă presupunem :

$$v = 3 \text{ m/s şi } L = 90 \text{ m, atunci } Fr = \frac{v}{\sqrt{gL}} = \frac{3}{\sqrt{9{,}81 \times 90}} \sim 0{,}1.$$

O determinare mai precisă a rezistenţelor hidrodinamice (rezistenţe de viscozitate şi de valuri) se poate face numai prin încercări pe model, eventual la scară naturală.

Dintre numeroasele relaţii utilizate în practică, pentru calculul rezistenţei de viscozitate a navelor fluviale se poate folosi relaţia :

$$R_0 = 9{,}8\ (K\omega + mA)v_0^{2{,}25} \ [\mathrm{N}] \qquad (8.3)$$

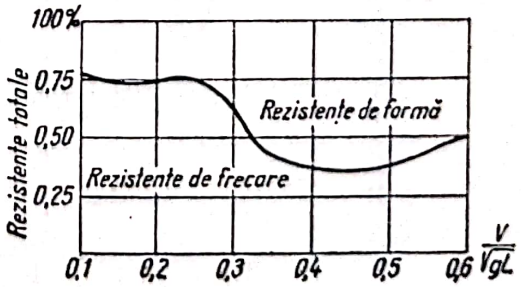


Fig. 8.15. Repartiţia rezistenţelor de înaintare.

în care :

ω este suprafața cuplei maestre a navei, în m² ;

A — suprafața laterală muiată a navei, în m² ;

K — coeficientul de rezistență turbionară, egal cu 1,7 pentru forme ascuțite de șlepuri sau șlepuri goale și 3,5 pentru forme obtuze sau șlepuri pline ;

m — coeficient de frecare dinamică corespunzător suprafeței muiate a navei : $m = 0{,}14$ pentru suprafețe bine vopsite și întreținute și $m = 0{,}30$ pentru nave de lemn.

Pe baza cercetărilor dinamometrice făcute pe Volga și a unor studii de laborator, prof. Zvonkov a stabilit următoarea formulă :

$$R_0 = 9{,}8\ (mAv_0^{1{,}83} + \delta\varphi\omega v_0^{\,1{,}7+0{,}15v_0})\ [\mathrm{N}] \qquad (8.4)$$

cu aceleași notații ca mai sus ;

m — 0,17 pentru nave metalice și 0,23...0,25 pentru nave de lemn ;

δ — coeficientul de plenitudine ;

φ — coeficientul de rezistență turbionară, variind între 7 și 10,5.

În canalele navigabile (secțiuni muiate limitate), rezistența dată de formula de mai sus se înmulțește cu coeficientul :

$$N = \left[\frac{n}{n-(1+0{,}28^2v_0^2)}\right]^{2{,}25} \quad (N > 1) \qquad (8.5)$$

în care n este Ω/ω, adică raportul dintre secțiunea muiată a canalului și secțiunea muiată a navei.

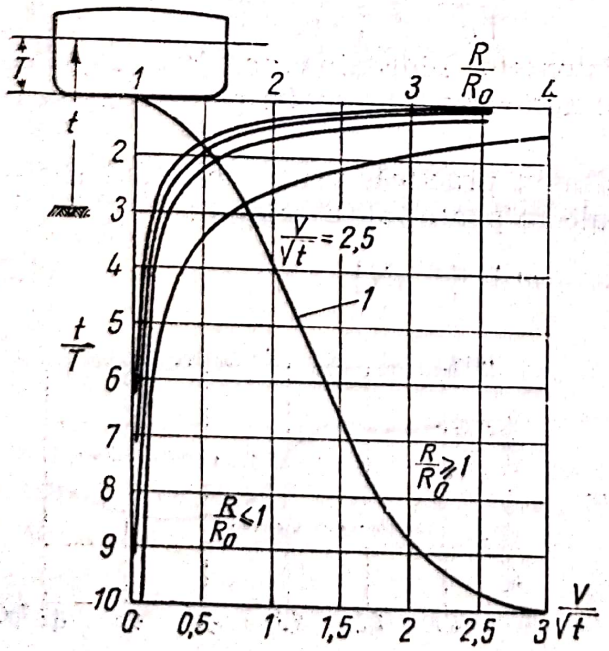


Fig. 8.16. Rezistența la înaintare în ape puțin adînci:

1 — limita influenței adîncimilor mici de apă asupra vitezelor de înaintare; R — rezistența în ape puțin adînci; R_0 — în ape infinit adînci. Curbele $v/\sqrt{t}$ au valorile 2,5; 2,2; 1,9; 1,6.

Rezistența de înaintare în ape puțin adînci. Dacă întinderea apei este infinită (practic de 20...30 ori lățimea navei) însă adîncimea relativ redusă în raport cu pescajul navei, rezistențele R calculate conform celor de mai sus cresc. Aceste creșteri pot fi apreciate cu ajutorul diagramei în figura 8.16.

Rezistența de înaintare în curent. Dacă nava circulă într-un curent avînd viteza w și panta superficială I, rezistența de înaintare este cea corespunzătoare vitezei $(v \pm w)$, v fiind viteza absolută a navei (în raport cu malul). În afară de aceasta, din cauza pantei superficiale a apei, la rezistența astfel calculată, trebuie adăugată sau scăzută, componenta greutății navei W, după direcția de tracțiune.

Rezistența de înaintare pe canale. Navele care circulă pe canale produc în față un remuu. Acesta împreună cu denivelarea din vecinătatea lor, formează o cădere superficială din a cărei cauză se formează un curent în lungul navei în sens contrar mișcării, așa-numitul *curent de întoarcere* (fig. 8.17).

Viteza u a acestui curent se poate determina scriind ecuația lui Bernoulli și cea a continuității în două secțiuni situate una în fața navei, alta în vecinătatea cuplei maestre. Schimbînd sistemul de referință se poate considera că nava stă pe loc și apa curge în lungul ei cu vitezele v_0 respectiv $(v_0 + u)$. Neglijînd frecările avem :

$$\frac{v_0^2 - (v_0 + u)^2}{2g} = z \quad \text{și} \quad \Omega v_0 = (v_0 + u)\,(\Omega - \omega - bz) \tag{8.6}$$

Din aceasta se deduce :

$$z = \frac{v_0^2}{2g}\left[1 - \left(\frac{\Omega}{\Omega - \omega - bz}\right)^2\right] \tag{8.7}$$

care se poate rezolva direct sau prin încercări. Cunoscînd pe z, din ecuația Bernoulli se obține $(v_0 + u)$ și apoi rezistența

$$R_1 = 9{,}8\,(K\omega + mA)(v_0 + u)^{2{,}25} \tag{8.8}$$

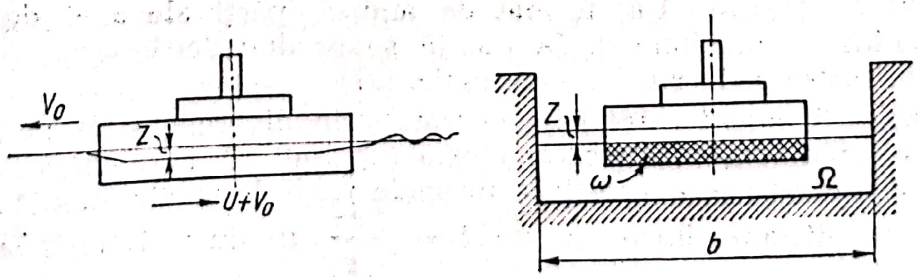


Fig. 8.17. Schemă de calcul pentru rezistențele de înaintare într-un canal:
a — profil în lung; *b* — secțiune transversală.

Un calcul simplificat se poate face plecînd de la ecuația continuității :

$$(v_0 + u) = \frac{\Omega v_0}{\Omega - \omega - bz} \tag{8.9}$$

în care împărțind prin ω la numărător și la numitor și neglijînd termenii foarte mici, obținem :

$(v_0 + u) = \frac{n}{n-1} v_0$. Ținînd seama de relațiile precedente :

$R_1 = \left(\frac{n}{n-1}\right)^{2,25} R_0$ pentru valorile $n = 4...5...6$: $R_1 = 1,8R_0...$

$...1,56R_0...1,44R_0$. Se vede că pentru valoarea $n=4$, rezistența la înaintare într-un canal este aproape de două ori mai mare decît într-o apă nelimitată.

Pe canalele cu adîncimi reduse, rezistențele de înaintare suferă unele variații. Aceasta datorită mai ales undelor produse de navă, care se propagă cu o viteză diferită decît viteza de înaintare a acesteia. Unda rezultată înaintează cu viteza $c = \sqrt{gh}$ în m/s, în care h este adîncimea apei. Dacă viteza navei este mai mică sau aproape egală cu viteza de propagare a undelor ($v \leqslant c$), nava va avea mereu înaintea sa, panta undei. Această împrejurare poate mări rezistența de înaintare de mai multe ori față de cea dintr-o apă nelimitată. Dacă $v > c$ (ceea ce se poate realiza destul de rar), nava se mișcă pe o pantă dirijată în sensul mersului, și rezistențele scad sub cele obișnuite. Încă de multă vreme s-a remarcat că halajul pe canale era deosebit de ușor atunci cînd nava se deplasa cu o viteză $v = \sqrt{gh}$, corespunzătoare propagării undelor. Astfel, pe canalele din Anglia, nava era trasă la început cu cai pentru a se putea produce unda din față. Apoi la un semnal dat, printr-un efort suplimentar, nava era trasă mai repede și era urcată pe creasta undei care-l însoțea. Halajul se continua foarte ușor, cu o viteză egală cu viteza de propagare a undei.

Rezistența la valuri. Mișcarea unei nave pe suprafața apei, dă naștere unui sistem de valuri gravitaționale care se propagă odată cu nava. Acest sistem este cunoscut sub denumirea de *valuri de însoțire* sau *sillage* (fig. 8.18).

Valurile produse au un efect sensibil numai în interiorul unui unghi $\alpha = 19° 28'$ ($\operatorname{tg}\alpha = 1/8$) format de ambele părți ale axei de mișcare a centrului de presiune 0. În esență se produc două serii de valuri : valuri divergente și valuri transversale. [27]

Valurile divergente sînt caracterizate prin divergența sistemului (unghiul α) și divergența fiecărei creste (unghiul β) ; în general $\beta \cong 2\alpha$. Viteza de propagare a valurilor, normală pe linia crestelor, are valoarea $v \sin\beta$, iar distanța între creste $d = \frac{2\pi}{g} v^2 \sin^2\beta$. Lungimea valului divergent creat în unitatea de timp se măsoară în lungul crestei și are valoarea $v \cos\beta$.

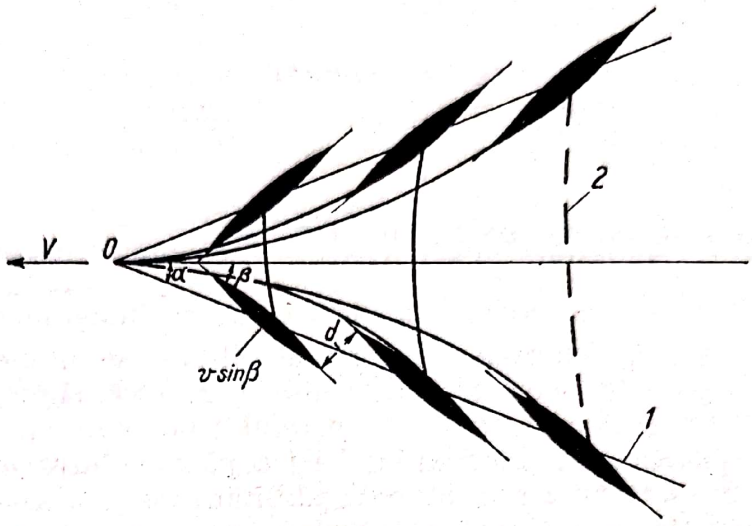


Fig. 8.18. Valuri de însoțire:
1 — valuri divergente; *2* — valuri transversale.

Valurile transversale, asemănătoare valurilor trochoidale de vînt, au o lungime de undă $\lambda = \frac{2\pi}{g} v^2$. În mișcarea pe șenale cu adîncime finită h, dacă $v > \sqrt{gh}$, valurile transversale nu se mențin.

Cele două puncte generatoare de valuri sînt prova și pupa navei. Valurile transversale care se produc au aceeași lungime de undă λ însă amplitudini diferite a_1, respectiv a_2. Dacă distanța între cele două sisteme de valuri este l (lungimea de formare a valurilor), amplitudinea valului rezultat este :

$$a = \sqrt{a_1^2 + a_2^2 + 2a_1 a_2 \cos \frac{2\pi l}{\lambda}} \qquad (8.10)$$

care este maximă cînd $a = a_1 + a_2$ sau minimă cînd $a = a_1 - a_2$ după cum $l = n\lambda$ sau $l = (n - 1/2)\lambda$, n fiind un număr întreg.

Modul în care se produce interferența celor două serii de valuri, condiționează energia disipată pentru învingerea rezistenței valurilor, proporțională cu av^2. De aceea caracteristicile de formă ale navei se stabilesc în așa fel încît să rezulte niște amplitudini cît mai mici ale valurilor de prova și de pupă și o suprapunere cît mai favorabilă a acestora.

Deoarece λ este funcție de v, l se poate utiliza pentru determinarea vitezei optime a navei (viteza de regim), pentru care rezultă interferența celor două serii de valuri.

Puterea instalată a remorcherului este funcție de rezistența de înaintare a convoiului R_c și cea proprie. Dacă aceasta din urmă este 10% din rezistența convoiului R_c, puterea instalată a remorcherului va avea expresia :

$$P_i = \frac{1{,}1\, R_c\, v_0}{\eta_n \cdot \eta_p} \qquad (8.11)$$

în care :

η_m este randamentul transmisiei mecanice ;

η_p — randamentul propulsorului.

8.3.5. CONDIȚII DE NAVIGAȚIE

Pentru a naviga, navele trebuie să îndeplinească următoarele condiții :

Navigabilitatea. Prin navigabilitate se înțelege proprietatea navei de a pluti în cele mai bune condiții, cu încărcămînt complet. Pentru aceasta, corpul trebuie să fie în primul rînd etanș și nava să poată pluti și în cazurile excepționale cînd se depășește încărcămîntul normal. Coeficientul de siguranță al navigabilității se realizează în acest caz printr-o sporire a înălțimii etanșe a corpului navei, prin așa-numitul francbord. Valoarea francbordului se stabilește de Registrul fluvial pentru fiecare categorie în parte și variază cu starea tehnică a navei și regiunii de navigație a acesteia.

Rezistența. Se construiește epura forțelor de plutire (ordonatele epurei se determină prin înmulțirea suprafeței de carenă cu lungimea aferentă) și epura greutății navei. Suprapunînd o diagramă peste alta, rezultă încărcarea efectivă (fig. 8.19, *a*). În felul acesta se pot determina momentele și forțele tăietoare care acționează corpul navei. Cînd se produc valuri, acesta se poate calcula ca o grindă rezemînd pe crestele a două unde succesive, sau ca o grindă cu console. Epura forțelor de plutire se schimbă și depinde de poziția navei față de val (fig. 8.19, *b*) ; este evident că momentele care acționează asupra navei în acest caz sînt mai mari. De aceea navele de lac și mai ales cele de mare, au o construcție longitudinală mai puternică decît navele fluviale care nu pot ieși fără riscul de a se frînge, în spații mari de apă, unde vîntul poate să producă valuri mari.

La calculele de rezistență se iau în considerare : osatura longitudinală și transversală, tablele bordajului, punților și pereților etanși pe o lățime de 40...50 ori grosimea lor. Determinarea eforturilor interioare se face prin metodele cunoscute.

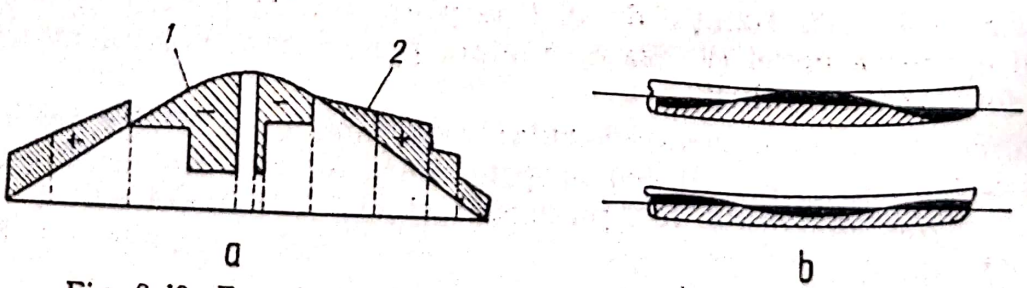


Fig. 8.19. Epurele forțelor verticale care acționează corpul navei:
a — pe apă liniștită; *b* — pe valuri.
1 — forța de plutire; *2* — greutatea proprie + încărcămînt.

Stabilitatea. Se verifică conform procedeelor de calcul cunoscute. Raza matacentrică (ρ trebuie să aibă anumite valori minime, variind cu felul navei, încărcămînt (pasageri, mărfuri etc.).

Calităţi manevriere. Pentru a naviga în bune condiţiuni nava trebuie să aibă capacitatea de a-şi schimba direcţia de mers sub influenţa instalaţiilor de guvernare, în cel mai scurt timp şi sub o rază de curbură cît mai mică.

Pentru navele care circulă pe apele interioare care au adeseori un şenal îngust şi şerpuit, calităţile manevriere au o importanţă mai mare decît la cele maritime.

8.4. FORMAREA ŞI MIŞCAREA CONVOAIELOR

Transportul şlepurilor şi tancurilor pe căile navigabile se face de obicei în convoaie. Acestea pot să fie remorcate (tractate) sau împinse. În unele cazuri mişcarea navelor neautopropulsate se mai poate realiza prin halaj, tuaj etc.

Convoaie remorcate (tractate). Forma convoiului şi aşezarea navelor depinde de direcţia mişcării (înspre amonte sau aval), de nivelul şi viteza apei, de caracteristicele şenalului navigabil (lăţime, raze de curbură, adîncimi), de starea tehnică şi pescajul navelor. Forma convoiului şi aşezarea navelor trebuie astfel alese încît să se realizeze o rezistenţă la înaintare cît mai redusă precum şi o compunere şi descompunere cît mai comodă a convoiului.

În ce priveşte rezistenţa la înaintare, eficienţa unui convoi rezultă din coeficientul de remorcare a convoiului K, care este raportul între rezistenţa întregului convoi R_c şi suma rezistenţelor navelor care-l alcătuiesc, considerate navigînd separat : $K = R\Sigma\ R$.

La baza rezolvării problemelor de formare raţională a convoaielor stau cîteva reguli generale şi experienţa comandanţilor şi cîrmacilor. În anii din urmă, experienţele de laborator şi în natură întreprinse în acest scop au adus noi elemente.

Pentru navigaţia în amonte, cea mai bună formaţie este considerată cea într-un singur şir (forma în *filă*). În acest caz, este necesar ca în capul convoiului să se pună navele cele mai solide, cu lungimea, lăţimea şi pescajul cel mai mare şi formele cele mai fine. Navele goale să fie puse la coada convoiului, iar şlepurile cu pescaj diferit să fie aşezate în ordinea descrescătoare a acestuia. În unele cazuri, un remorcher poate trage una sau mai multe file de şlepuri (filă simplă, filă dublă). Dacă în loc de cîte un singur şlep, filele sînt alcătuite din 2...3 şlepuri alăturate, atunci se pot întîlni formaţiile de filă simplă-dană dublă, filă dublă — dană dublă etc. (fig. 8.20).

La navigaţia spre aval, forma principală a convoiului este aceea de *pachet*, distanţa între şlepuri (în lung) reducîndu-se cît mai mult (1...3 m). Convoiul se organizează uneori în aşa fel încît în rîndul din

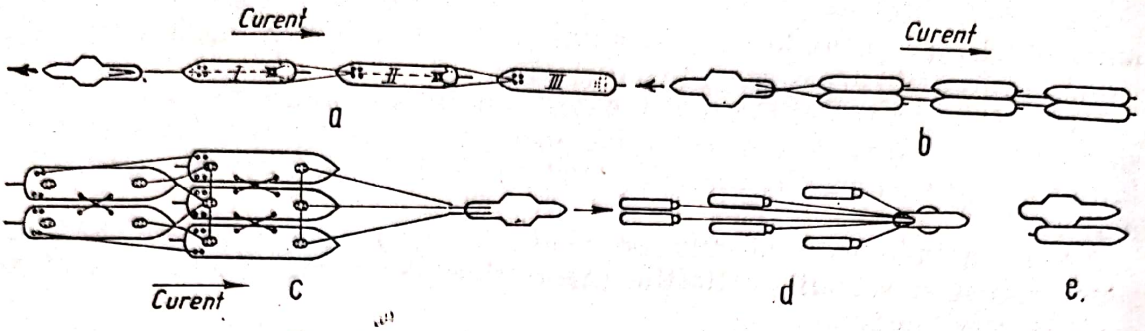


Fig. 8.20. Formații de convoaie remorcate:
a, b — formații caracteristice pentru amonte; c — formații pentru aval; d — convoi renan; e — transportul unui șlep la ureche.

urmă să se așeze o navă mai puțin decît în rîndul din față, șlepurile din urmă să fie aduse cu etrava direct la etamboul rîndurilor din față, legarea navelor să se facă astfel încît să se excludă lovirea lor reciprocă în convoi. La convoaiele mari, pentru necesitatea operațiilor de ancorare este indicat ca 2...3 șlepuri din ultimul rînd să fie așezate cu pupa înainte.

Lungimea cablului de remorcă (remorcher-șlep) influențează în mare măsură rezistența convoiului și conducerea lui. De exemplu, pentru un convoi în filă cu 4 șlepuri, micșorarea remorcii de la 200 m la 100 m, la navigația în amonte, poate provoca o mărire a rezistenței cu 11...17%. Cercetările au arătat că pentru fiecare viteză și convoi remorcat, există o lungime de remorcă optimă, care trebuie să fie cu atît mai mare cu cît este mai mare puterea remorcherului.

Pentru remorcarea în aval, lungimea cablurilor de remorcă este mai mică decît în amonte.

Lungimea remorcilor între dane (între șlepuri) în toate formele de legare, printre care și cea în filă, se determină de la caz la caz, căutîndu-se a se micșora la minimum necesar (pînă la 3/4 din lățimea șlepurilor).

În porturi, în ecluze și în sectoarele dificile, lungimea cablurilor de remorcă și a remorcilor între șlepuri este în general mai mică. Lungimea remorcilor poate fi variată în mers cu ajutorul vinciurilor cu aburi situate pe remorcher. Legăturile se fac de binte (babale), cablurile (parîmele) trecîndu-se prin urechi.

O formație des utilizată pe Rin, în care fiecare șlep este legat independent de remorcher, prezintă avantajul că se poate face distribuția acestora, fără a mai desface convoiul în întregime.

Se mai utilizează așa-numitul remorcaj *la ureche*, în care șlepul este legat alături de remorcher. Acest fel de remorcare este caracteristic porturilor și radelor.

Între formațiile mai noi pot fi citate și convoaiele articulate. Convoiul cuprinde un număr de mai multe șlepuri, tancuri etc., legate articulat între ele și trase de un remorcher. Legarea articulată se realizează prin

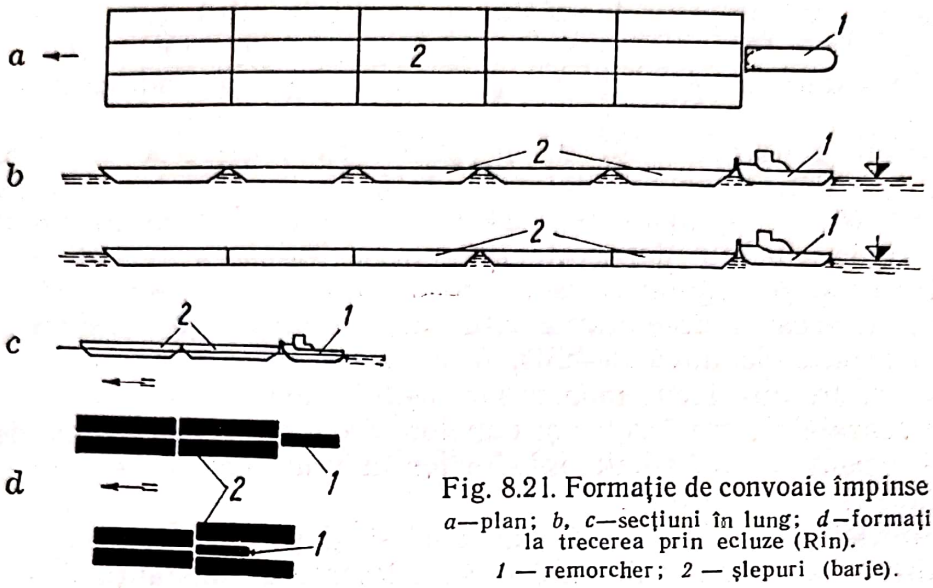


Fig. 8.21. Formaţie de convoaie împinse:
a—plan; *b*, *c*—secţiuni în lung; *d*—formaţii la trecerea prin ecluze (Rin).
1 — remorcher; *2* — şlepuri (barje).

intermediul unor bare de construcţie specială. Deseori nava care remorchează este ea însăşi o unitate de transport prevăzută cu o instalaţie de propulsie.

Soluţia cu nave articulate permite crearea unor formaţii cu capacitate mare de transport, apte de a străbate fără nici un fel de operaţie de regrupare sectoare sinuoase, canale de legătură etc.

Convoaie împinse (fig. 8.21). În momentul de faţă cel mai economic sistem este considerat cel cu formaţii împinse. Acestea constau dintr-un pachet de şlepuri sau tancuri strîns legate între ele şi o navă împingătoare acţionînd în spatele convoiului. Şlepurile de tip special, barjele, au o construcţie şi o formă foarte simplă, apropiată de un paralelipiped cu muchiile inferioare teşite. Cabinele lipsesc de obicei complet, echipajul fiind cazat pe nava împingătoare, iar în porturi, pe uscat.

Fixarea barjelor în convoi se poate face elastic sau rigid. Fixarea elastică devine necesară din cauza dimensiunilor mari a unor nave (de exemplu tancurile) care fac dificilă trecerea convoiului peste pragurile şi coturile şenalului. Fixarea rigidă asigură o mai bună manevrabilitate a convoaielor. Conducerea se face direct din cabina împingătorului cu mijloace de propulsie şi de guvernare ale acestuia. Prova împingătorului şi pupa navei împinse capătă o formă specială, fiind prevăzute cu tampoane de împingere. La fixarea elastică s-au utilizat cu succes la pupa navei împinse, cărucioare mobile pe care reazemă etrava împingătorului, amenajată corespunzător.

Avantajele convoaielor împinse rezultă din :

— numărul relativ mare de nave de marfă care pot fi grupate într-un convoi acţionat de un singur împingător. Astfel pe fluviile nord americane, împingătoare de 3 700...4 400 kW pot transporta formaţii de 20...30 barje, cu o capacitate totală de încărcare, pînă la 290 MN (30 000 tf). Pe Dunăre şi pe Rin, formaţiile împinse sînt mai mici

9...13 barje, iar puterea instalată a împingătorului este limitată la 1 850...2 600 kW. Capacitatea mare de transport a unui convoi împins conduce la reducerea simțitoare a prețului de cost pe tona-marfă transportată ;

— sporirea randamentului de propulsie ca urmare a micșorării cu 20...25% a rezistențelor de înaintare, față de convoaiele remorcate de aceeași capacitate. Randamentul de propulsie total care în cazul convoaielor remorcate nu depășește în general valoarea $\eta_p = 0{,}35$, atinge în cazul formațiilor împinse valori de ordinul $\eta_p = 0{,}54$;

— simplificarea și accelerarea ritmului de încărcare-descărcare, prin adoptarea tipului de navă deschis, fără suprastructuri, cu cocă dublă și pereți netezi în interiorul magaziilor, astfel încît să asigure peste tot accesul macaralelor, graiferelor și cupelor. Navele de tip deschis, deosebit de indicate pentru transportul mărfurilor în vrac, pot transporta în condiții optime și containere ;

— simplificarea și ieftinirea construcției șlepurilor (barjelor), o mai bună utilizare a spațiilor de încărcare, micșorarea substanțială a numărului personalului îmbarcat care este concentrat numai pe nava împingătoare (un om la 10...20 MN respectiv 1 000...2 000 tf încărcămînt) ;

— creșterea siguranței în exploatare prin înzestrarea împingătoarelor cu instalații de propulsie formate din mai multe motoare de tip rapid, cu elice cu pas reglabil, difuzoare orientabile, sisteme de guvernare cu cîrme multiple, instalații de radar și telefonice etc. Comanda manuală și controlul vizual adoptate la instalațiile de propulsie și de guvernare vechi, au fost înlocuite prin controlul și reglarea automată a funcționării acestora. La unele împingătoare moderne s-a realizat o automatizare extinsă de tip electronic, cu o funcționare continuă de cel puțin 100 ore fără nici un fel de control în sala mașinilor.

Și pe canale unde în mod deosebit se cere un pescaj și un gabarit de aer redus, convoaiele împinse s-au dovedit deosebit de eficiente. Aci convoiul de obicei în filă simplă cu numai 2...3 barje, este acționat de un microîmpingător (110...370 kW), avînd o mare capacitate de navigabilitate ; personalul de bord al convoiului se poate reduce la 1...2 persoane.

Un mare progres s-a obținut prin realizarea convoaielor integrate, rezultate din asamblarea rigidă a mai multor barje sub forma unei nave fluviale sau maritime. Datorită acestor formații și a navelor maritime de tip „Lash“ care pot transporta într-o singură cursă 50...70 barje, o barjă dintr-un port interior poate ajunge în orice alt port interior din lume (fig. 8.22, 8.23), realizînd în același timp toate avantajele unui transport containerizat.

La trecerea prin ecluze se obține o mare economie de timp, dacă dimensiunile convoiului sînt puse în concordanță cu cele ale sasului. În sistemul Volga-Don de exemplu, convoiul intră în ecluză fără nici o oprire prealabilă. În acest fel, trecerea se face în 20 minute în loc de mai mult de o oră, cît ar fi fost necesar în mod obișnuit. Dimensionarea sasului ecluzelor de la Porțile de Fier s-a făcut în același mod.

Scanned with OKEN Scanner

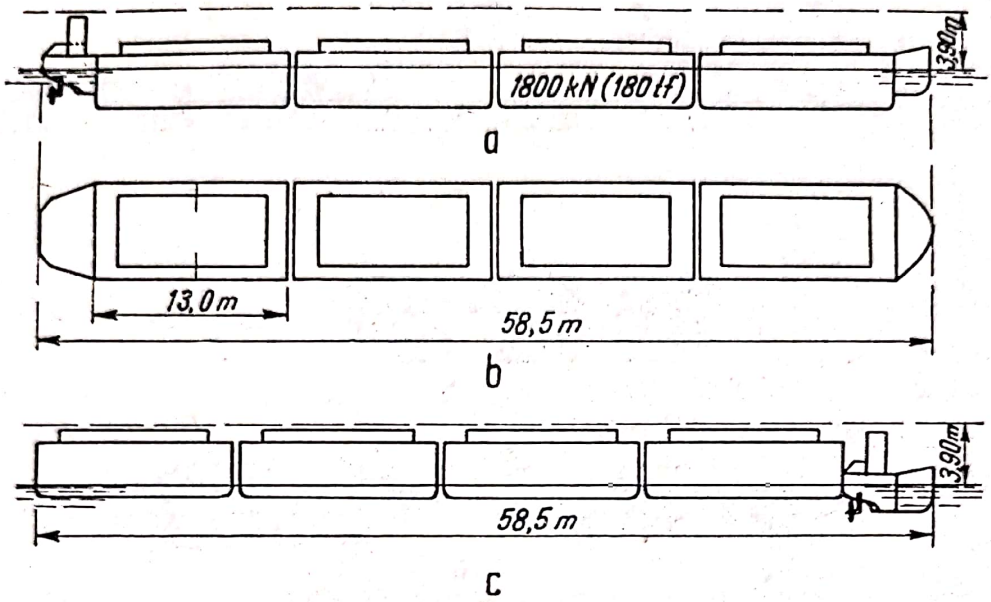


Fig. 8.22. Aranjamentul general al unui convoi integrat pentru transportul pe fluvii (*a*,*b*) şi canale (*c*).

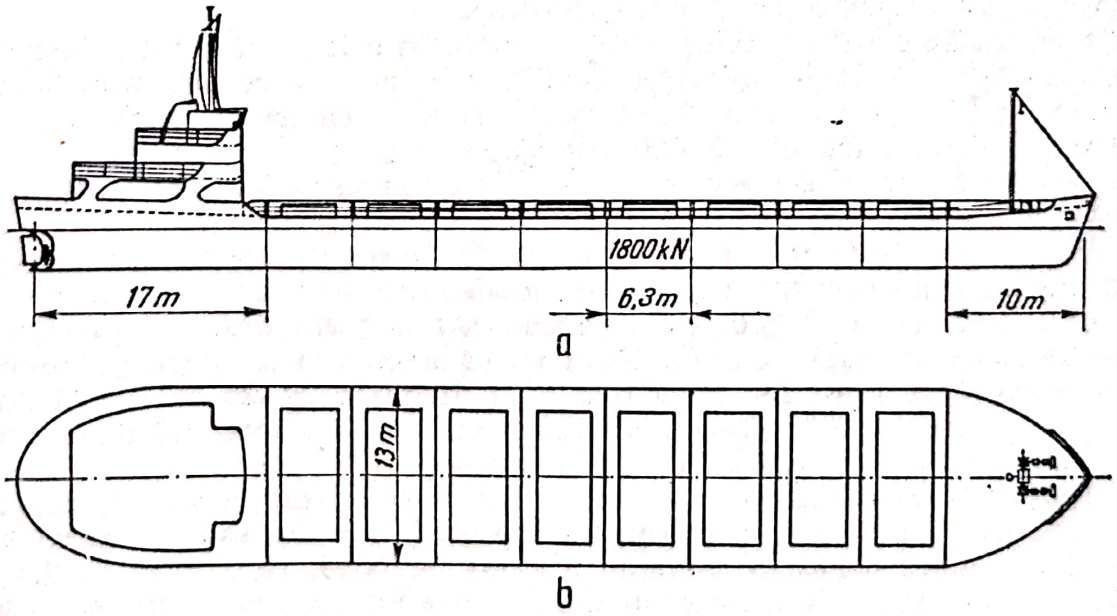


Fig. 8.23. Aranjamentul general al unui convoi integrat pentru navigaţia pe mare ($v = 10$ noduri):
a — secţiune în lung; *b* — plan.

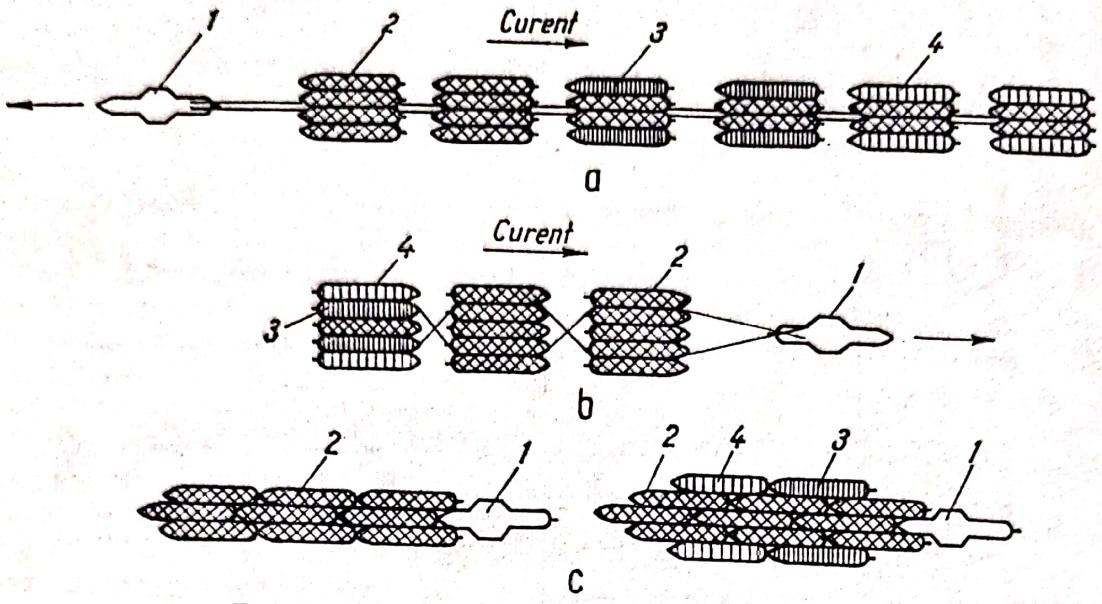


Fig. 8.24. Convoaie de Dunăre (aval de Tr. Severin):
a — convoi remorcat (maxim) spre amonte; *b* — idem, spre aval; *c* — convoaie împinse: *1* — remorcher; *2* — nave încărcate pînă la limita normelor; *3*, *4* — nave încărcate cu un pescaj inferior normelor cu 5...19 cm, respectiv 20...30 cm.

Transporturile cu convoaie împinse a luat o mare dezvoltare și pe Dunăre; ele vor avea o largă utilizare și pe rețeaua de canale navigabile din țara noastră. În figurile 8.24 și 8.25 se arată tipuri de convoaie utilizate pe Dunărea inferioară.

Pe lacurile de acumulare, convoaiele împinse nu pot însă naviga pe vînturi mai puternice de gradul 4 Beaufort.

Halajul. În anumite sectoare, de exemplu în cele în care viteza curentului este foarte mare, mișcarea navelor spre amonte se face prin halaj. Tot prin halaj se face în multe cazuri și trecerea navelor prin ecluze, ascensoare de nave etc. Halajul se execută de pe mal cu locomotive, locotractoare, pisici aeriene etc. Halajul cu oameni sau animale se utilizează din ce în ce mai puțin.

În afară de tracțiunea de pe mal, pentru mișcarea navelor fără motor în unele cazuri s-au utilizat ancore mobile. Atît timp cît nava stă într-o ancoră, altă ancoră legată cu o parîmă sau lanț era dusă la o distanță de 200...300 m înspre curent. Nava ridică ancora și se trage pe cablul astfel fixat. În acest fel, nava reușea să înainteze 20...25 km în 24 ore. La începutul secolului trecut, pe Volga mergeau în acest fel nave care întrebuințau pentru mișcarea cabestanelor cai.

Tuajul. Nava se mișcă de-a lungul unui cablu fixat la ambele capete pe maluri și care în mod obișnuit stă pe fund; cablul este înfășurat pe tamburul unui cabestan mecanic instalat pe navă, care exercită forța de tracțiune necesară. Sisteme de acest fel s-au utilizat la Porțile de Fier, înainte de amenajarea sectorului în curent barat (tueurul Veskapu), pe caracterele fluviului Enisei, în sectoarele în care executîndu-se lucrări în albia rîului, aceasta era îngustată de batardouri etc.

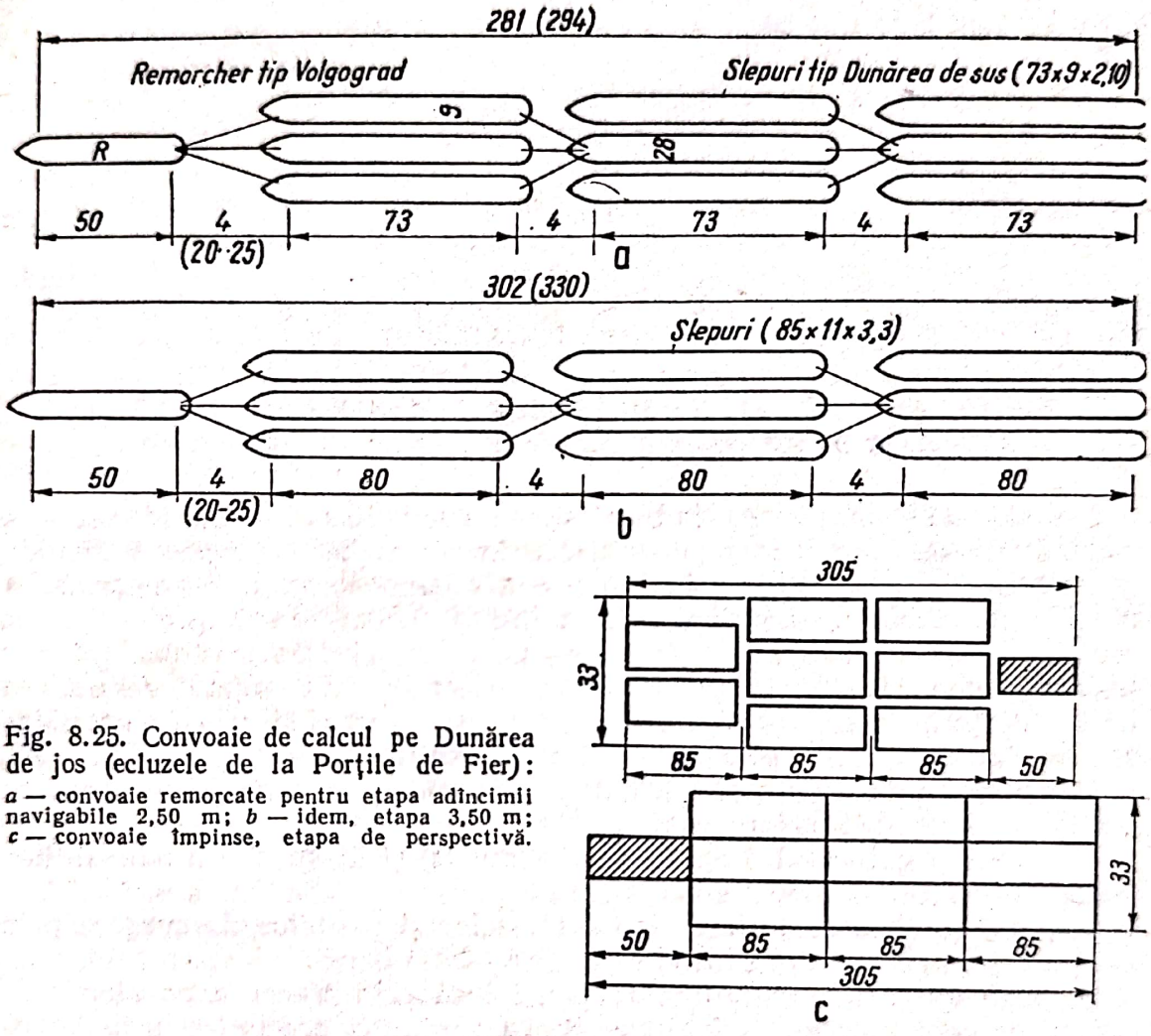


Fig. 8.25. Convoaie de calcul pe Dunărea de jos (ecluzele de la Porțile de Fier):
a — convoaie remorcate pentru etapa adîncimii navigabile 2,50 m; *b* — idem, etapa 3,50 m; *c* — convoaie împinse, etapa de perspectivă.

Scanned with OKEN Scanner

Capitolul 9

CANALIZAREA CURSURILOR DE APĂ ŞI CANALE NAVIGABILE

9.1. CANALIZAREA CURSURILOR DE APĂ

9.1.1. PRIVIRE CRITICĂ ASUPRA METODEI CANALIZARII CURSURILOR DE APĂ

Metoda radicală pentru îmbunătăţirea cursurilor de apă în vederea navigaţiei este canalizarea (amenajarea în regim barat). Această metodă presupune bararea albiei, în zone convenabil alese şi transformarea curgerii naturale cu pantă continuă într-o curgere în trepte. Trecerea treptelor astfel formate se face de nave, cu ajutorul ecluzelor sau ascensoarelor. Distanţa între două baraje consecutive capătă denumirea de *bief*. Afară de cele două construcţii de bază, *baraj* şi *ecluză*, amenajarea conţine de obicei şi alte instalaţii pentru utilizarea multilaterală a apei.

Din punctul de vedere al navigaţiei, prin canalizarea cursului de apă se obţin următoarele mari avantaje :

— sporirea gabaritului de navigaţie (muiat) şi în special a adîncimilor pe toată întinderea biefului canalizat ;

— micşorarea şi uniformizarea vitezelor şi pantelor de curgere prin concentrarea acestora din urmă în căderea de la baraj.

O parte din aceste avantaje se pierd însă prin trecerea navelor prin ecluze, trecere care necesită între 30 şi 60 minute, precum şi prin introducerea unor taxe suplimentare de navigaţie. Dacă pentru majoritatea marilor rîuri navigabile capacitatea de circulaţie este nelimitată, prin canalizare, aceasta este limitată la capacitatea de trecere a ecluzelor.

Dacă înălţimea de reţenţie este mare, pe sectorul mediu şi inferior al fluviilor, lacurile create în spatele barajelor pot avea întinderi considerabile. Lacul Kuibîşev are aproape 6 580 km² suprafaţă şi o capacitate de 58 km³ apă ; lacul sistemului hidroenergetic şi de navigaţie de la Porţile de Fier, un volum de 2,3 km³.

În asemenea împrejurări, transformările în regiunea amenajării sînt mari. Aspectele caracteristice care trebuiesc luate în consideraţie sînt :

— inundarea unor întinse suprafeţe de teren, cu aşezări omeneşti, industrii, căi de comunicaţie etc. Pentru limitarea acestora sînt necesare importante lucrări de îndiguire, precum şi întinse lucrări de apărare a malurilor în zonele atacate de valuri ;

— modificarea regimului apelor subterane şi în special a pînzei freatice cu urmări pentru agricultură ;

— modificarea condițiilor de navigație din cauza fenomenelor de hulă care iau naștere pe marile lacuri ; în unele cazuri devine necesară construirea unor porturi de refugiu și adăposturi, eventual consolidarea navelor existente. De obicei perioada de îngheț se prelungește.

Practica proiectării și construirii amenajărilor în curentul barat a arătat că despăgubirile pentru terenurile scoase din circuitul agricol, cheltuielile de realizare a îndiguirilor, strămutărilor, noilor locuințe, căilor ferate și drumurilor, reprezintă un procent însemnat din investiția totală.

Astfel, la Porțile de Fier s-au inundat peste 10 000 ha pe ambele maluri și s-au strămutat 23 000 locuitori, s-au reconstruit 24 km de căi ferate și 160 km de drumuri. În afară de aceasta s-au făcut îndiguiri noi sau s-au supraînălțat cele existente pe cca 180 km, ceea ce a necesitat un volum de umpluturi de 6 milioane m^3 și importante lucrări de drenare.

În asemenea condițiuni canalizarea cursurilor de apă necesită investiții considerabile și un mare efort tehnic și industrial. Astfel la Porțile de Fier în afară de cele arătate mai sus, s-au executat 23 milioane m^3 excavații, 2,7 milioane m^3 betoane, 780 MN (80 000 tf) oțel beton, 63 MN (6 400 tf) echipamente.

Cheltuielile necesare lucrărilor de amenajare a unui rîu în curent barat sînt însă pe deplin compensate de înflorirea economică a regiunilor respective, de realizarea unei artere navigabile de mare trafic, de energia electrică produsă, de cantitatea de apă disponibilă pentru agricultură etc. Toate aceste mari avantaje cer o etapizare cît mai strînsă, o scurtare la maximum a termenelor de dare în funcțiune.

Împărțirea în biefuri a sectorului amenajat trebuie să țină seama de condițiile topografice, geologice, hidrologice și economice ale regiunii. Numărul treptelor și lungimea biefurilor se aleg astfel ca supraînălțările datorate barajului aval să asigure adîncimile navigabile în bief, la toate nivelurile de apă. Supraînălțările nu trebuie să fie însă prea mari pentru a nu produce inundații în regiune ; ele nu trebuie să influențeze negativ nici căderile la hidrocentrala amonte.

Pentru limitarea supraînălțărilor, în unele cazuri se prevăd la extremitatea amonte a biefurilor dragaje și derocări pentru îndepărtarea pragurilor existente și realizarea adîncimilor navigabile necesare. Acestea mai pot fi obținute și prin regularizarea corespunzătoare a debitelor, în măsura în care acumulările de apă ale amenajării o permit.

În principiu, lungimea biefului și înălțimea treptelor ar trebui să fie cît mai mari. Prin micșorarea numărului de ecluze, condițiile de navigație se îmbunătățesc, iar concentrarea căderilor într-o singură cădere mai mare sporește randamentul centralelor hidroelectrice. Distanța minimă între două trepte trebuie aleasă astfel încît să nu poată fi parcursă de nave într-un timp mai scurt decît cel necesar trecerii lor prin ecluze ; în caz contrar se pot produce aglomerări la ecluze.

În limitele arătate, lungimea biefurilor se stabilește printr-un aprofundat studiu tehnico-economic.

Scanned with OKEN Scanner

9.1.2. CLASIFICAREA ȘI CARACTERISTICILE AMENAJĂRILOR HIDROTEHNICE

Construcțiile necesare pentru gospodărirea apei la o treaptă se grupează în noduri sau amenajări hidrotehnice. După utilizările ce se dau apei, acestea pot fi :

— hidroenergetice, dacă scopul principal este realizarea energiei electrice. În alcătuirea amenajării intră atunci neapărat centrala hidroelectrică ;

— pentru navigație sau plutărit, dacă scopul principal este transportul pe apă ; construcția caracteristică în acest caz este ecluza, eventual canalele de plutire pentru plute și bușteni ;

— de captare a apei, în diferite scopuri : energetice, irigație, alimentare cu apă, navigație, piscicultură etc. În aceste noduri, construcția caracteristică este priza de apă ;

— de regularizare a debitelor și atenuare a viiturilor, prin realizarea de lacuri de acumulare ; construcția hidrotehnică de bază este barajul.

Așa cum se întîmplă de cele mai multe ori, amenajarea are o utilizare complexă. Din punctul de vedere al căderii, se deosebesc :

— amenajări pe firul apei (fără cădere) ;

— amenajări de cădere mică (pînă la 10...12 m) în care retenția din bieful amonte nu depășește de obicei albia minoră ;

— amenajări de cădere mijlocie (12...40 m) cu inundarea albiei majore ;

— amenajări de mare cădere (peste 40 m) cu baraje mari de retenție și lacuri de acumulare.

Clasificarea de mai sus nu are un caracter rigid. Valoarea căderii ne dă însă anumite indicații asupra destinației principale a amenajării. Utilizarea pentru navigație se întîlnește mai ales la cele de cădere joasă și mijlocie.

Construcțiile principale ale amenajărilor hidrotehnice sînt :

— barajele care asigură căderea și volumul de apă necesar în bieful amonte ;

— ecluzele, care servesc pentru trecerea navelor sau plutelor dintr-un bief în altul peste treapta de cădere ;

— priza de apă pentru captarea apei în diferite scopuri ;

— centrala hidroelectrică și stația de transformare pentru producerea curentului electric ;

— descărcătorii de apă, deversorii și golirile de fund care asigură evacuarea debitelor de viitură ;

— instalațiile de reținere și de evacuare a gheții, care permit să se îndepărteze gheața din bieful amonte sau apără construcția împotriva acesteia (perdele, grătare etc.) ;

— instalațiile de îndepărtare a aluviunilor (de spălare) ;

— construcțiile de regularizare (diguri, epiuri, apărări de maluri), care dirijează curentul în mod convenabil spre instalațiile respective și protejează albia de eroziune.

Scanned with OKEN Scanner

În afară de aceasta, amenajările mai cuprind :
— instalații pentru trecerea peștilor (cînd este necesar) ;
— poduri de șosea și cale ferată, care asigură comunicația între cele două maluri ;
— clădiri administrative și de exploatare, drumuri de acces, instalații de semnalizare, iluminat etc.

9.1.3. ALCĂTUIREA AMENAJĂRILOR HIDROTEHNICE

În alcătuirea amenajărilor hidrotehnice se au în vedere următoarele principii :
— fiecare construcție să fie așezată în raport cu funcția pe care trebuie să o îndeplinească ;
— construcțiile cu funcții diferite trebuie așezate în așa fel încît să nu se influențeze în mod dezavantajos în timpul funcționării simultane ;
— trecerea debitelor de viitură, a aluviunilor, gheții și flotanților trebuie făcută fără a se crea dificultăți în exploatarea ansamblului sau a pune în pericol construcțiile acestuia ;
— alcătuirea generală a amenajării să fie cît mai compactă, iar volumul și costul lucrărilor să fie minim. Din acest punct de vedere, așezarea într-o singură construcție a uvrajelor cu funcții diverse apare ca avantajoasă ; de exemplu turbinele așezate în corpul barajului deversor sau în pilele acestuia (centrală în pile).

La amenajările pe firul apei lipsește barajul și deci și construcțiile energetice ; pot exista însă construcții și instalații de captare, transport, regularizare și piscicultură (de exemplu o instalație portuară și o priză de apă cu construcții de regularizare în curent liber).

Construcțiile de transport și captare se pot așeza pe același mal sau pe maluri diferite. Așezarea captării pe același mal cu instalațiile de transport pe apă, trebuie evitată deoarece instalațiile prizei (pereți de ghidare, grătare, dispozitive de spălare etc.) împiedică apropierea navelor de mal și în general, navigația. În același timp instalațiile de transport dăunează prizei prin murdărirea apei (uleiuri, petrol).

Dacă totuși nu se poate evita așezarea captării pe același mal cu construcțiile de navigație, priza trebuie așezată totdeauna în amonte. Dacă nici acest lucru nu este posibil, priza se poate așeza în aval însă suficient de departe de construcțiile de transport, pentru ca decantarea și autoepurarea apei să fie posibile. În cazul în care captarea și construcțiile de navigație se așază pe maluri diferite, trebuie să se țină seama de circulația transversală a apei, care poate conduce suspensiile sau flotanții de pe un mal pe altul.

Amenajările hidrotehnice de cădere joasă constituie o categorie vastă, ele diferențiindu-se atît prin amplasamentul, cît și prin caracteristicile lor constructive. Se deosebesc :

Scanned with OKEN Scanner

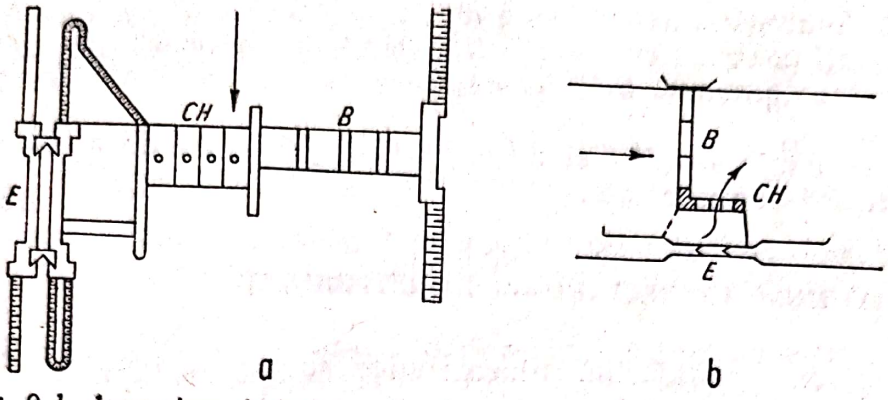


Fig. 9.1. Amenajare hidrotehnică cu ecluza și centrala pe același mal:
a — dispozitiv curent; *b* — centrala paralelă cu curentul.

— amenajări pe rîuri de munte care transportă cantități mari de aluviuni ; acestea se construiesc pentru captări de apă potabilă sau industrială, acumulări hidroenergetice secundare și în unele cazuri pentru plutărit ;

— amenajări pe cursurile mijlocii și inferioare ale cursurilor de apă executate în special pentru folosințe industriale, energie electrică și transport.

Construcțiile componente ale amenajării se concentrează în albia minoră. Elementul principal al nodului este barajul care trebuie să aibă capacitatea de evacuare dimensionată la debitul de viitură asigurat.

Cea mai favorabilă așezare poate fi socotită aceea în care centrala și ecluza sînt așezate fiecare la cîte un mal, iar barajul la mijloc. În acest fel, exploatarea centralei și ecluzei se face independent, iar curgerea debitelor și ghețurilor se face în condiții mai bune prin mijlocul albiei. În cazuri mai rare, din considerațiile de ordin local sau politic (amenajarea se găsește pe teritoriul a două state riverane) se construiesc două centrale hidroelectrice, cîte una pe fiecare mal și uneori chiar două ecluze.

În cazul în care centrala hidroelectrică și ecluza se amplasează pe același mal (fig. 9.1.) se recomandă ca centrala să fie așezată spre rîu, deși transportul mașinilor grele peste ecluză este dificil, iar pentru nevoile exploatării este necesar un pod de serviciu înalt. Trecerea conductoarelor electrice de înaltă tensiune peste ecluză necesită stîlpi înalți (gabaritul de aer al canalului) sau o galerie subterană. Curgerea ghețurilor se asigură cu ajutorul unor grătare înclinate, care le conduce către deschiderea barajului. În cazul cînd albia este îngustă, uzina poate fi orientată paralel cu rîul. Pentru denisiparea bazinului care se formează între uzină și ecluză se așază uneori o vană de spălare. Dispozitivul este însă nerecomandabil, apa din conducta de aspirație ieșind perpendicular pe curent.

Ecluza trebuie așezată la malul cu adîncimile cele mai mari. În acest fel, portul de așteptare aval necesită săpături reduse și nu este supus

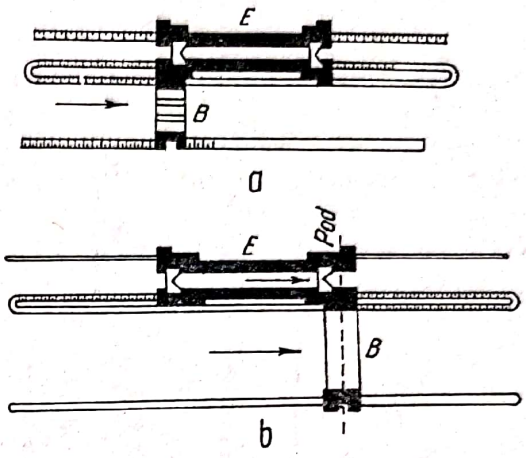


Fig. 9.2. Așezarea reciprocă baraj-ecluză:
a — ecluză în aval de baraj; *b* — ecluză în amonte de baraj.

împotmolirilor. Așezarea inversă, centrala la mal și ecluza spre mijloc, este nerecomandabilă, deoarece personalul ecluzei trebuie să treacă peste centrală, iar porturile de așteptare ale ecluzei trebuie să fie protejate atît spre amonte cît și spre aval, de două diguri puternice de protecție. De asemenea evacuarea gheții de la centrală întîmpină greutăți.

Barajul se poate așeza în dreptul capătului aval al ecluzei, al capătului amonte, sau la mijloc (fig. 9.2). În primul caz intrarea în ecluză este mai departe de baraj, deci mai apărată de curenți. Digul portului de așteptare amonte poate fi mult mai scurt ; se realizează o economie importantă, deoarece acest dig este de obicei înalt și masiv (corespunzător adîncimii biefului amonte). Dispozitivul permite și construirea unui pod definitiv, rezemînd pe pilele barajului și masivele capătului aval al ecluzei cu înălțime mică (aici nu întîlnește nivelul amonte). Dintre dezavantaje citățm : necesitatea construirii unui lung dig de apărare pentru portul de așteptare aval (împotriva curenților transversali de la baraj). Deși puțin înalt și eventual permeabil, digul portului de așteptare aval trebuie protejat împotriva afuierilor. Fiind situată în întregime în bieful amonte, camera ecluzei este supusă subpresiunilor puternice și împingerii exterioare a apei pe toată înălțimea bajoaierelor.

A doua schemă, cu amplasamentul sasului în bieful aval are avantaje și dezavantaje care decurg din cele precedente. Cel mai serios dezavantaj este imposibilitatea construirii podului definitiv (de șosea sau cale ferată) sau a construirii lui pe o infrastructură foarte înaltă și cu rampe de acces foarte dezvoltate. Este totuși schema cel mai des întîlnită.

Dintre cele două construcții, centrala hidroelectrică și ecluza, prima care se construiește este de obicei centrala. Se obține în felul acesta spațiul necesar curgerii unei mari părți a debitului rîului, ecluza putîndu-se executa ușor la adăpostul unor batardouri mici. Se cîștigă de asemenea timp pentru montarea echipamentului centralei.

Amenajările de cădere mijlocie pe rîurile de șes se caracterizează prin aceea că bararea rîului produce de obicei inundarea luncii (albiei majore).

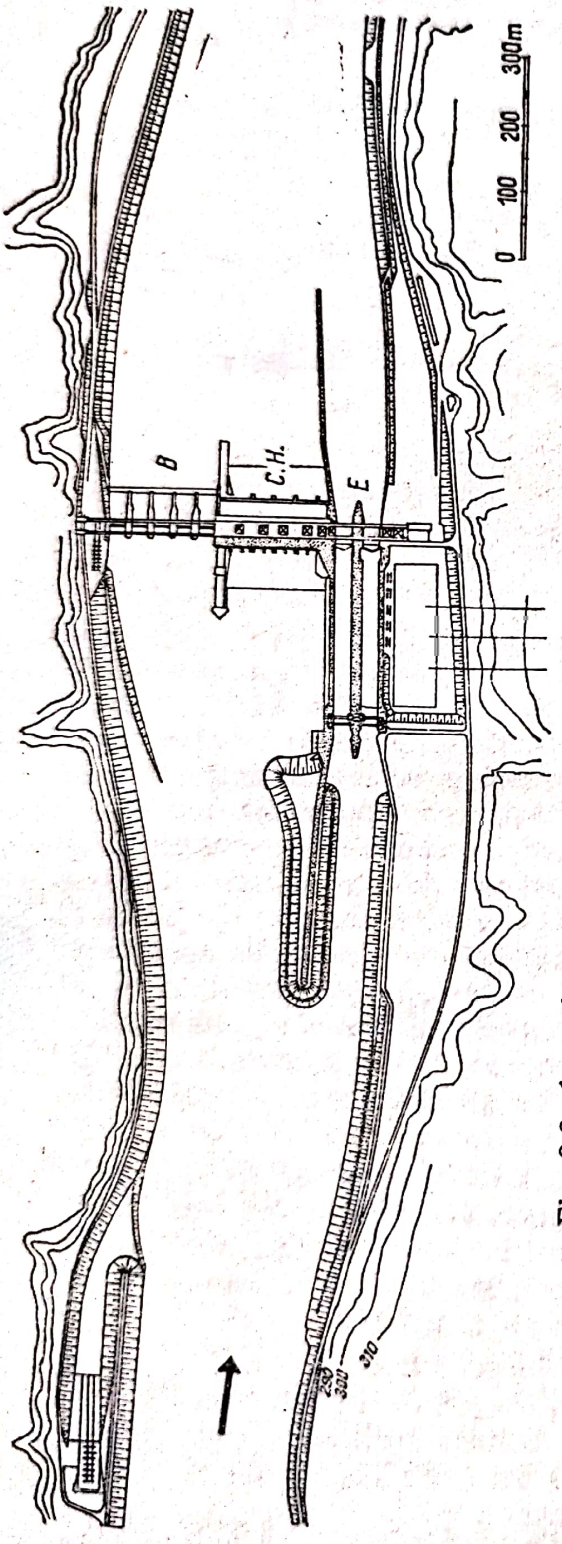


Fig. 9.3. Amenajarea hidrotehnică de la Aschach (Dunăre km 2 160).

Din această cauză, frontul sub presiune se lungește uneori foarte mult (10...20 km) și de obicei se realizează dintr-un dig de pămînt. Condițiile geologice joacă un rol însemnat în alcătuirea acestor amenajări. În majoritatea cazurilor servesc drept straturi de fundație pămînturile nestîncoase (argilele) și mai rar cele stîncoase. Grosimea straturilor aluvionare este uneori considerabilă (6...30 m). Cele mai multe amenajări de acest fel se construiesc pentru energie și navigație. Instalațiile de priză sînt de obicei rare (de tip sub presiune).

Dacă căderea este mai mare (spre limita superioară a categoriei) lacurile de acumulare care se creează permit și regularizări ale debitelor. Există două scheme principale de alcătuire a acestor amenajări : cu barajul deversor în albia minoră a rîului și cu baraj deversor în luncă.

Din prima categorie, amenajări cu barajul deversor în albia minoră a rîului fac parte toate cele executate pînă în prezent pe Dunăre. Amenajarea de la Kahlet (km 2 230) situată spre extremitatea amonte a sectorului navigabil al Dunării are o cădere de numai 8,5 m și poate fi încadrată în categoria amenajărilor de cădere mică ; de asemenea cea imediat următoare de la Jochenstein (km 2 203) cu o cădere de 10 m. La ambele amenajări ca și la cea de la Aschach (km 2 160) la care căderea este mult mai mare, 17,35 m (fig. 9.3) ecluzele și centrala hidroelectrică sînt grupate spre unul din maluri. La amenajarea de la Ybbs-Persenbeug (km 2 060) căderea este de 13 m, însă schema constructivă puțin diferită : pe malul stîng sînt amplasate ecluzele și centrala hidroelectrică, la mijloc barajul, iar pe malul drept se găsește o altă hidro-

Scanned with OKEN Scanner

centrală. Toate amenajările au ecluze duble (gemene) ; camera sasului are 230 · 24 m cu o adîncime minimă la prag de 3,5...4,0 m.

Cea mai mare amenajare de pe Dunăre este cea de la Porțile de Fier (km 950). Schema constructivă prevede o alcătuire simetrică, astfel ca fiecare din cele două state riverane R.S. România și R.S.F. Jugoslavia să dețină cîte o ecluză și o centrală hidroelectrică (fig. 9.4). Căderea utilă la turbine variază între 19,2 m și 34 m. Debitul instalat este 8 500 m^3/s, puterea instalată 2 050 MW, producția de energie la funcționarea pe firul apei 11 950 miliarde Kwh pe an (pentru ambele centrale hidroelectrice). Turbinele (12 bucăți) sînt de tip Kaplan, cu ax vertical. Barajul deversor construit în centrul albiei are un profil triunghiular, cu paramentul aval curb ; pe creasta acestuia sînt instalate stavile plane duble cu manevră independentă de 25 · 14,5 m (14 cîmpuri). Înălțimea maximă a barajului deversor este de circa 40 m, iar a pilelor care despart cîmpurile de deversare, circa 55 m [12].

Barajul și 90% din turbine pot evacua un debit maxim de 22 200 m^3/s (asigurarea 1 : 10 000) ; pe pilele barajului este instalată o șosea, iar pentru viitor este prevăzută și instalarea unei linii de cale ferată. Pentru trecerea navelor s-au prevăzut două ecluze în trepte care acoperă o cădere maximă de 34 m, dimensiunile camerei fiind de 310 · 34 m. Adîncimea minimă asigurată pe pragul ecluzelor este 4,5 m.

Devierea apelor Dunării s-a făcut în două faze. În prima fază s-au executat pe ambele maluri batardouri celulare circulare din palplanșe metalice umplute cu pietriș și diguri de pietriș, cuprinzînd pe malul stîng centrala și ecluza, iar pe malul drept centrala, ecluza și trei cîmpuri ale barajului deversor. Pentru navigație, evacuarea apelor mari și a gheților a rămas o lățime liberă de 276 m. În faza a doua s-a închis incinta corespunzătoare celor 11 cîmpuri ale barajului deversor care mai trebuiau executate, evacuarea apelor pînă la 15 000 m^3/s putîndu-se face prin cele 3 cîmpuri ale barajului betonate parțial și prin două cîmpuri ale centralei de pe malul drept, nebetonate, precum și prin trei goliri de fund (5 · 8 m). Navigația s-a efectuat prin ecluza de pe malul stîng.

Din a doua categorie, amenajări cu barajul construit în luncă, face parte amenajarea hidrotehnică de la Kuibîșev de pe Volga (fig. 9.5). Albia mijlocie a fluviului și o parte din albia sa majoră au fost barate printr-un dig de închidere de pămînt avînd 2,8 km lungime și 50 m înălțime maximă, iar curentul îndrumat spre stînga prin barajul deversor construit în luncă. Acesta are 38 deschideri de 28 · 10 m acoperite cu stavile metalice plane, avînd o capacitate totală de trecere la viituri de 40 000 m^3/s (la nivelul retenției normale). Peste construcțiile amenajării trece o cale ferată magistrală cu două fire de circulație și o autostradă. Căderea de 28 m este trecută cu ajutorul a două ecluze gemene, despărțite printr-un acvatoriu intermediar lung de 3,8 km. Prezența acestuia permite efectuarea operațiunilor de ecluzare independent la fiecare grupă de ecluze, ceea ce are ca urmare o apreciabilă sporire a capacității lor de trafic. Pentru a fi apărat de valurile mari care se produc pe lacul de acu-

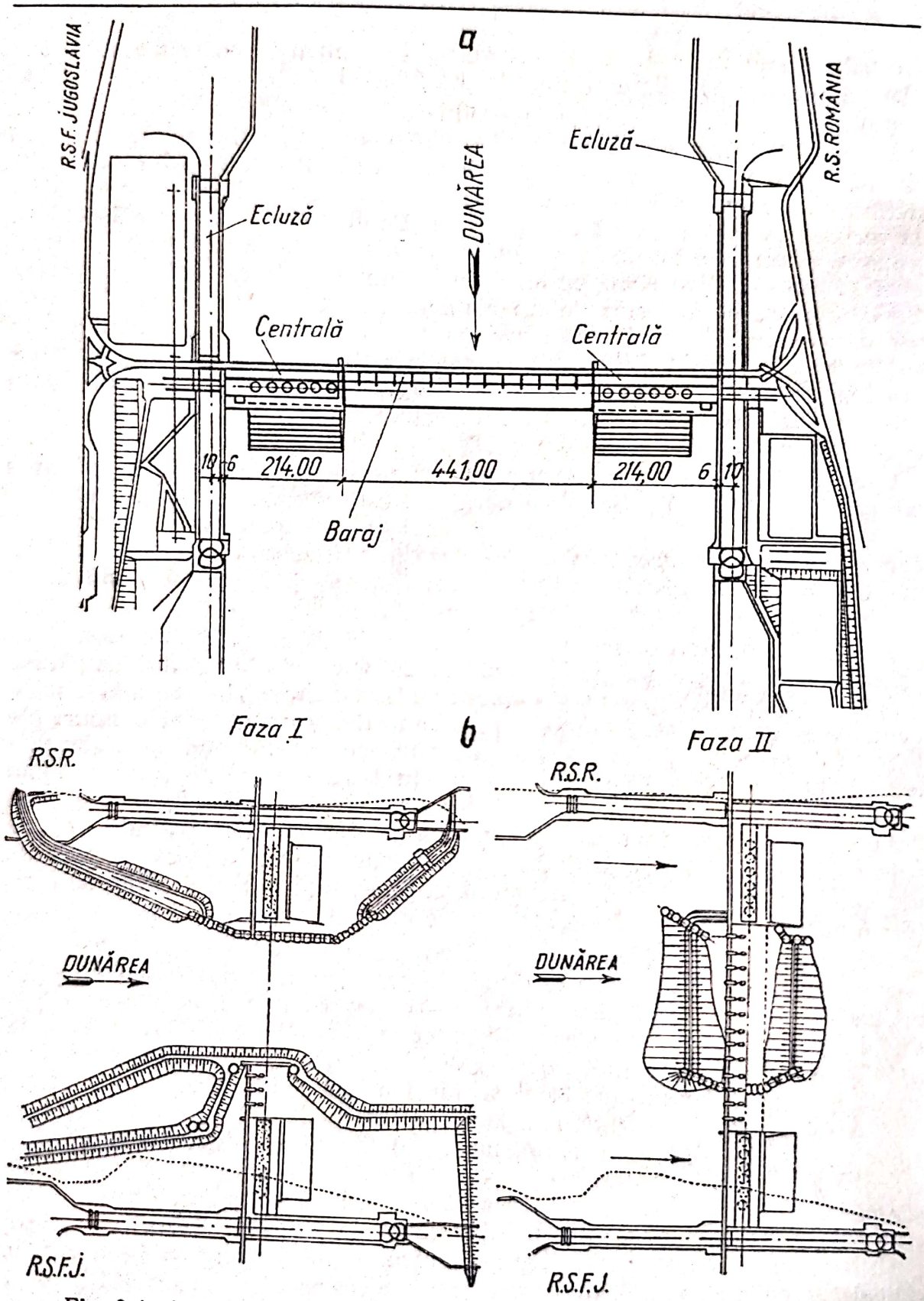


Fig. 9.4. Amenajarea hidroenergetică și de navigație de la Porțile de Fier:
a — plan; *b* — fazele de execuție.

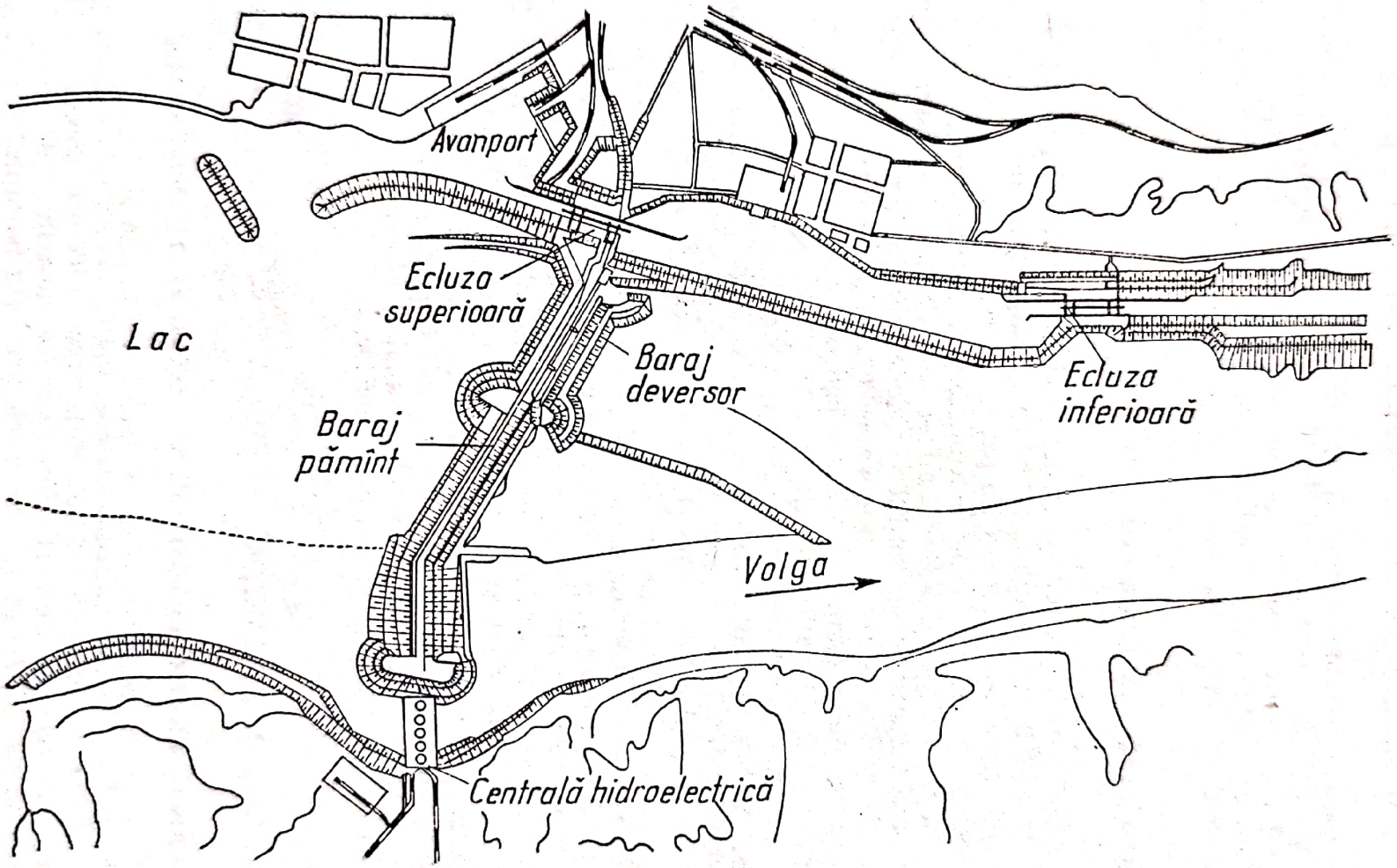


Fig. 9.5. Amenajarea hidrotehnică de la Kuibîșev (Volga).

Scanned with OKEN Scanner

mulare, la intrarea portului de așteptare amonte, s-a prevăzut un dig spargeval.

Amenajările de mare cădere (peste 40 m) se întîlnesc la munte, de obicei în secțiuni înguste ale albiei limitate de masive muntoase (chei). Aceste amenajări se construiesc în special pentru realizarea unor acumulări (energetică, alimentare cu apă) și foarte rar pentru navigație, atît din cauza condițiilor grele de relief, cît și din cauza traficului redus.

9.1.4. AMENAJĂRI ÎN DERIVAȚIE

În unele cazuri, ecluzele și eventual chiar centralele hidroelectrice nu se construiesc în albia rîului, ci într-un canal lateral (de derivație). Prin adoptarea acestei soluții, lucrările pot fi executate mult mai ușor, la uscat, iar navigația pe rîu nu suferă nici o întrerupere. Canalul lateral mai este indicat și în cazul cînd lățimea albiei rîului este insuficientă pentru amplasarea tuturor construcțiilor amenajării. La intrarea și ieșirea din canalul de derivație, trebuie asigurate adîncimile necesare în rîu, precum și un regim de curgere adecvat, neinfluențat de curenții de la baraj.

În figura 9.6 se arată amenajarea Rinului superior, de la granița cu Elveția, printr-o suită de canale laterale, ultimul construit fiind cel dintre Rheinau și Sundhausen. Debitul mediu al Rinului în acest sector este 1 060 m^3/s, debitul cu asigurare 1‰, cca 6 000 m^3/s. Din aceasta 4 800 m^3/s trec prin barajul de derivație ($H = 7$ m) prevăzut cu 7 stavile segment de 20 · 8,8 m (prin 6 deschideri) și 1 200 m^3/s prin centrală. Canalul lateral de formă trapezoidală, cu o lățime la fund de 100 m și 11 m adîncime a fost dimensionat pentru tranzitarea unui debit de 1 400 m^3/s la o viteză medie de 1,2 m/s ; protecția taluzelor s-a făcut cu plăci de beton nearmate. Trecerea navelor este asigurată de două ecluze avînd fiecare lungimea utilă de 183 m și lățimea de 23 m, respectiv 12 m.

Legătura între două mari fluvii sau între un curs de apă și un mare centru populat sau industrial, se realizează prin canale navigabile (de exemplu canalul Rin-Main-Dunăre, canalul Moscova-Volga). Canalele navigabile se tratează în paragraful următor.

9.2. CANALE NAVIGABILE

9.2.1. TRASEU, PROFIL LONGITUDINAL, SECȚIUNI TRANSVERSALE

Traseul. În principiu, între punctele ce sînt de legat, se tinde la un traseu cît mai apropiat de o dreaptă, deoarece orice ocol înseamnă pentru navigație pierderi de timp și o micșorare a capacității de transport. În mod practic sînt hotărîtoare, între altele : relieful terenului, limita economică la deblee și ramblee, densitatea construcțiilor pe terenurile străbă-

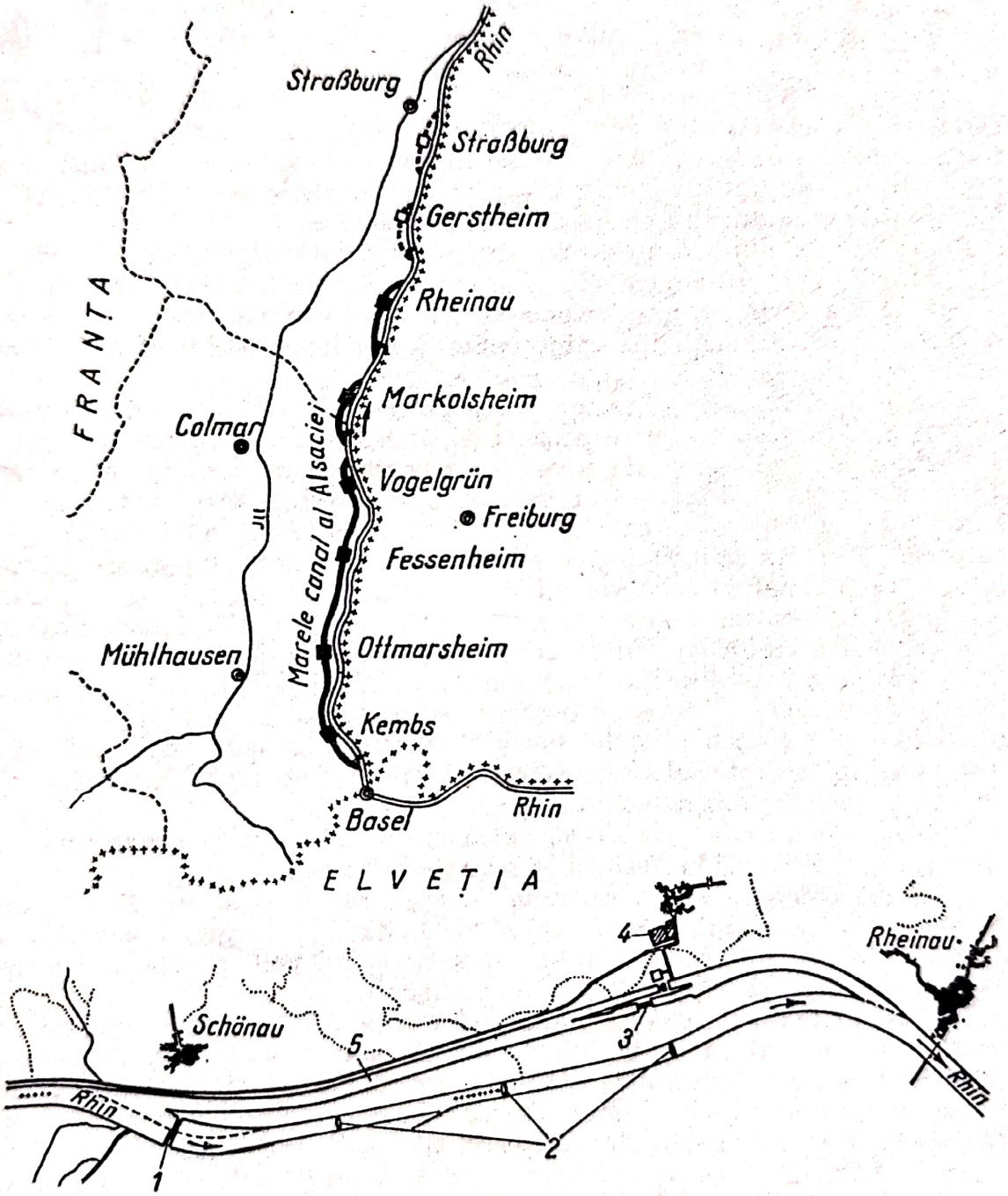


Fig. 9.6. Amenajarea cu canal lateral de la Rheinau (Rin):

a — planul general de amenajare a Rinului superior; *b* — amenajarea de la Rheinau: *1* — baraj de derivație; *2* — praguri de fund; *3* — ecluze; *4* — centrala hidroelectrică; *5* — canalul lateral.

tute, valoarea și productivitatea terenului, importanța pentru trafic a localităților și industriilor aflate în cale, poziția în înălțime a cursurilor de apă și a căilor de comunicație cu care se face o încrucișare, posibilitatea de a se utiliza pentru alimentarea canalului, cursurile de apă din apropiere etc. Porțiunile prea lungi în aliniament se evită deoarece pe ele se pot produce valuri mari și sînt obositoare pentru cîrmaci care pot astfel să piardă controlul asupra navei. La aprecierea limitei economice între ramblee și deblee, trebuie avute în vedere cheltuielile suplimentare pentru etanșare precum și riscurile prăbușirii rambleelor înalte, datorită infiltrațiilor, alunecărilor cilindrice, cutremurelor.

Acolo unde vizibilitatea este redusă (deblee mari, diguri înalte, poduri etc.) raza de curbură nu trebuie să fie mai mică de 1 000 m. Toate indicațiile date anterior asupra razelor de curbură, supralărgirilor în curbă, racordărilor cu aliniamentele sînt aplicabile și la canalele navigabile și rîurile canalizate.

Nivelul apei în canal. Cea mai bună poziție a nivelului apei în canale este sub nivelul apelor freatice, căci astfel se evită pierderile prin exfiltrații. Dar diferența de nivel nu trebuie să fie mai mare de cca 0,50 m, deoarece altfel există pericolul ca nivelul apei subterane să coboare prin curgere în canal, ceea ce poate pricinui neajunsuri agriculturii. Diferența de 0,50 m ține seama și de ridicarea temporară a nivelului apei în canal datorită valurilor și remuului provocat de alimentarea ecluzelor. Această împrejurare trebuie considerată mai ales în cazul căderilor mari și a biefurilor scurte. De asemenea atunci cînd vînturile dominante bat de-a lungul canalului, variațiile de nivel pot fi mult mai mari. În caz de pericol, situația se poate ameliora coborînd nivelul apei din canal la capătul opus direcției vîntului (deversoare, goliri de fund) sau mai rar, limitînd efectele valurilor și creșterilor de nivel neprevăzute prin coborîrea porților de siguranță.

În afară de aceasta, trebuie să existe posibilitatea de a ridica nivelul apei în canal circa 0,5 m, fără ca să rezulte dificultăți.

Prin interceptarea apei subterane de apărările de mal și lucrările de etanșare ale canalului, pot să apară dificultăți în curgerea normală a acesteia ; de asemenea trebuie examinat pericolul poluării apelor subterane prin contactul cu apele canalului navigabil.

Profilul în lung. Poziția în înălțime a treptelor de retenție depinde de configurația și natura terenului, de poziția apelor subterane, de cerințele sistematizării teritoriale. Biefurile trebuie să fie cît mai lungi, iar numărul treptelor cît mai mic. Fiecare treaptă (ecluză) constituie un obstacol pentru navigație, obstacol care, spre a fi trecut, necesită o pierdere de timp, în general de jumătate pînă la o oră, adică o lungire a drumului cu 3 pînă la 7 km, după mărimea și importanța căii de navigație. În această chestiune, considerentele privitoare la agricultură trec pe planul al doilea față de cerințele navigației, deoarece coborîrea nivelului apei subterane în aval de retenție se poate compensa prin irigarea cu apă din amonte, iar supraînălțarea în amonte, se corectează prin drenaje spre aval.

Scanned with OKEN Scanner

Este necesar, pe cît posibil, ca treptele de retenție să fie egale (tipizarea ecluzelor, exploatare ușoară și economică etc.). De exemplu, canalul Marea Baltică-Marea Albă are 25 ecluze cu căderi egale de 5,5 m.

Profilul în lung trebuie să asigure curgerea apelor. Nu sînt recomandabile ridicări și coborîri succesive care să creeze așa-numitele *biefuri înfundate*, din care apa nu poate fi scoasă decît prin pompare.

Încrucișarea și trecerea văilor prin ramblee sau poduri canal, ori a înălțimilor prin tranșee adînci sau prin tunele trebuie acceptate în interesul navigației, în măsura în care nu prezintă un inconvenient însemnat din punct de vedere constructiv și economic.

Secțiunea transversală. Trebuie să se dea o deosebită importanță alcătuirii și dimensionării potrivite a secțiunii canalului, deoarece de aceasta depinde, între altele, costul de construcție, întreținere și randamentul căii de navigație. O secțiune de canal cu o suprafață mică, deși avantajoasă din punctul de vedere al lucrărilor de terasamente, al traversărilor etc., prin mărirea rezistenței la înaintare a navelor, conduce la o exploatare neeconomică a întregii căi de navigație. Raportul n între secțiunea mu-iată Ω a canalului și secțiunea muiată ω a cuplei maestre a navei de calcul (navă încărcată) trebuie să fie cel puțin 4 și cu atît mai mare cu cît viteza prevăzută este mai mare (peste 5...6 km/h). La canalele noi $n = 7...8$; la canalul Main-Dunăre $n = 7,4$.

Dacă raportul n este mic și execuția și întreținerea taluzelor canalului sînt mai costisitoare datorită valurilor și oscilațiilor mari de nivel produse de circulația navelor.

Formele cele mai indicate ale secțiunei transversale sînt formele trapezoidale și parabolice (fig. 97). Forma parabolică este mai greu de exe-

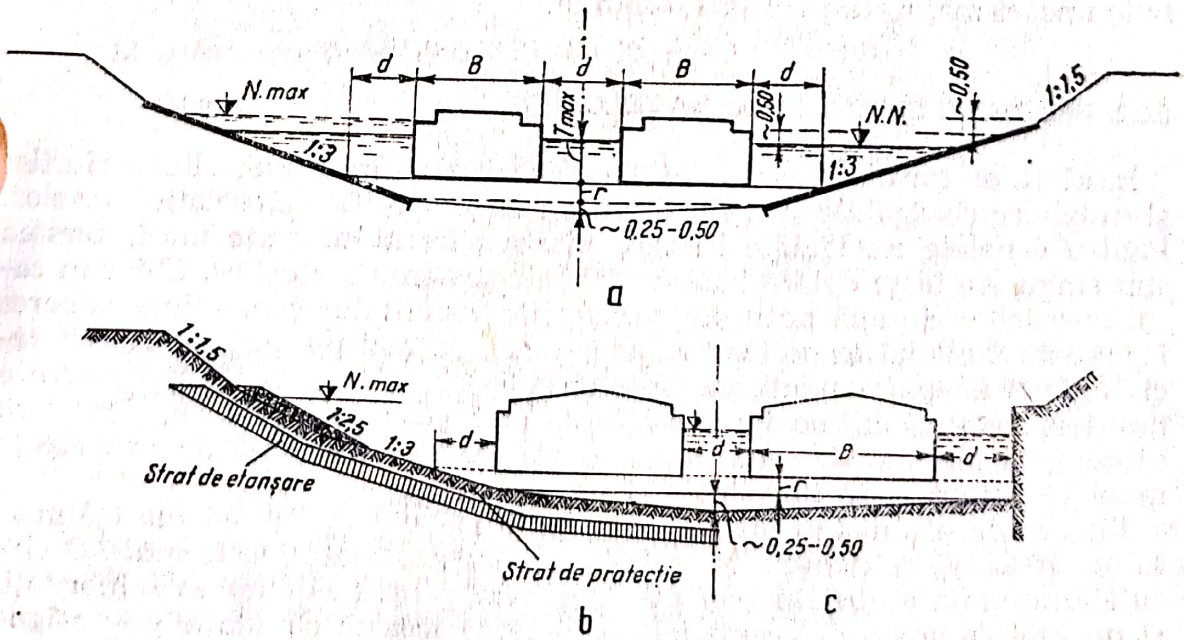


Fig. 9.7. Secțiuni transversale caracteristice printr-un canal navigabil.

cutat și se adoptă în general la canalele adînci unde pante din ce în ce mai reduse spre fund sînt necesare asigurării stabilității malurilor. Forma dreptunghiulară nu se poate menține fără o protecție costisitoare a pereților laterali decît în terenurile stîncoase.

Adîncimea navigabilă ($T_{max}+r$) trebuie asigurată pe o lățime de cel puțin $2B + d$, iar lățimea șenalului navigabil trebuie să fie de cel puțin $2B + 3\,d$. Distanța de gardă d variază între 2...5 m în funcție de tonajul navelor, viteza de circulație și frecvența încrucișărilor.

Înclinarea taluzurilor se determină în funcție de gradul de stabilitate al terenului și forma secțiunii transversale. Sub nivelul de acțiune al apei și valurilor (nivelul maxim din canal plus o înălțime de gardă de circa 0,5 m pentru valuri), panta taluzelor nu trebuie să fie mai mare de 1 : 3 eventual 1 : 2,5. Această pantă limită este necesară și pentru asigurarea la alunecare a etanșărilor de argilă. Peste circa 1,0 m deasupra nivelului normal, taluzurile pot avea pante mai mari (1 : 2, 1 : 1,5).

La stabilirea valorii rezervei pilotului trebuie luat în considerare și faptul că sub o anumită valoare critică a acesteia, deși siguranța circulației este asigurată, rezistențele de înaintare cresc foarte mult. După datele experimentale, între viteza de circulație pe canale și rezerva pilotului există relația $v = \frac{2{,}5}{\delta}\sqrt{r}$ (δ este coeficient de plenitudine al corpului navei), sau $r = \frac{v^2\,\delta^2}{6{,}25}$; pentru o viteză $v = 3$ m/s și $\delta = 0{,}8$, $r = 0{,}92$ m.

Este de dorit adoptarea unei adîncimi minime în canal pentru nave fără autopropulsie cu cel puțin 20% mai mare decît pescajul șlepului de calcul încărcat. Pentru menținerea în bună stare a profilului canalului și pentru înlăturarea stricăciunilor produse de elice, rezerva sub navă trebuie uneori majorată pînă la 1,0...1,5 m.

9.2.2. EFECTELE CIRCULAȚIEI NAVELOR

În afară de forțele obișnuite de antrenare ale curentului, albiile rîurilor și canalelor navigabile sînt solicitate de forțe specifice circulației navelor. Pentru canalele navigabile în care viteza curentului este mică, acestea sînt singurele forțe determinante pentru rezistența malurilor. Chiar în cazul cursurilor de apă naturale solicitările curentului care ating valoarea lor maximă numai în perioada apelor mari, au mai puțină importanță decît solicitările permanente datorite circulației din ce în ce mai active a navelor. Acestea sînt echipate astăzi cu motoare mai puternice, circulă cu viteze mai mari și datorită creșterii traficului, încrucișările cu efecte maxime asupra malurilor sînt mai frecvente.

Viteza curentului în canalele navigabile trebuie să rămînă sub 0,5 m/s ; în caz contrar rezistențele la înaintare a navelor cresc foarte mult. O circulație minimă a apei în bief este necesară pentru asigurarea salubrității și prevenirea creșterii vegetației. În general această circulație este asigurată de alimentarea ecluzelor.

Scanned with OKEN Scanner

Valurile produse de nave (a se vedea paragraful 8.3.4). Acestea nu se apropie decît foarte puțin (în special valurile divergente), de forma trochoidală perfectă cu caracter periodic regulat al valurilor de vînt (valuri libere). De aceea acțiunea asupra apărărilor de mal cu parament vertical nu poate fi asimilată cu acțiunea acestora, decît cu riscul unor mari aproximații. În schimb, în prezența unor paramente înclinate (sub 45°), pe care atît valurile de vînt, cît și cele produse de circulația navelor deferlează, calculul stabilității îmbrăcăminții se poate face cu destulă exactitate, după metodele mai bine puse la punct pentru valurile de vînt.

Într-o primă aproximație, elementele acestor valuri se pot determina cu relațiile :

$$2h = \beta \frac{v^2}{2g}, \quad 2L = \alpha \frac{v^2}{2g} \tag{9.1}$$

în care :

$$\beta = \frac{3{,}1}{n}, \quad n = \frac{\Omega}{\omega}, \quad \alpha = 8 \text{ pentru } \frac{L_n}{B_c} < 1 \text{ și } \alpha = 10 \text{ pentru } \frac{L_n}{B_c} > 1.$$

Ω, ω sînt secțiunile udate ale canalului, respectiv ale navei (la cupla maestră) ;

L_n, B_c lungimea navei respectiv lățimea canalului la nivelul apei.

Aplicație.

Canal navigabil $\Omega = 176$ m², navă autopropulsată

$$\omega = 23{,}75 \text{ m}^2, \; v = 5 \text{ m/s (18 km/h)}, \; n = \frac{\Omega}{\omega} = 7{,}4.$$

Să se determine elementele valului produs de circulația navei.

Răspuns :

$$\beta = \frac{3{,}1}{7{,}4} = 0{,}42; \; 2h = 0{,}42 \frac{5^2}{2 \cdot 9{,}81} = 0{,}54 \text{ m};$$

$$2L = 10 \frac{5^2}{2 \cdot 9{,}81} = 12{,}5 \text{ m}.$$

Oscilațiile de nivel la trecerea navelor. Aceste oscilații au o influență deosebită asupra taluzelor canalelor navigabile atît prin amplitudinea lor cît și prin vitezele mari pe verticală a nivelului apei care se înregistrează în acest timp.

Pe canalul Main-Dunăre, în bieful Bamberg (fig. 9.8) s-au făcut recent încercări cu nava automotoare „Europa“ (de tip J. Welker) de 80 m lungime, 9,5 m lățime, 1,6...2,5 m pescaj, precum și cu convoaie împinse de aceeași lățime însă de 160 m lungime.

Scanned with OKEN Scanner

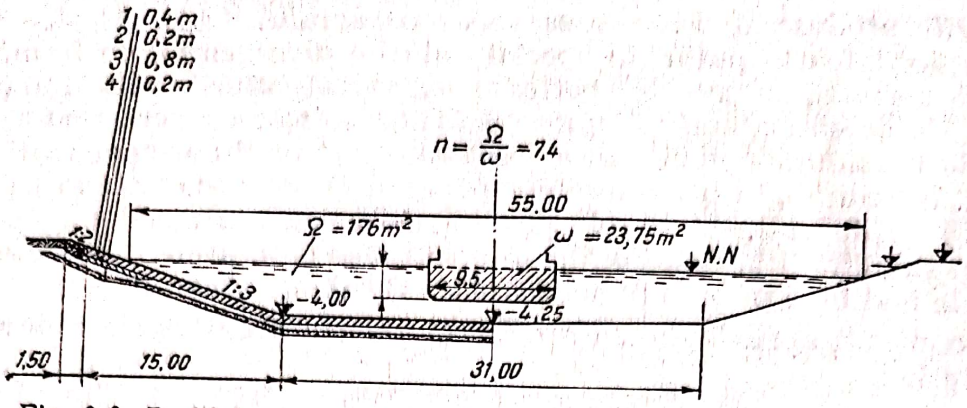


Fig. 9.8. Profilul normal al canalului Main-Dunăre (bieful Bamberg):
1 — anrocamente; *2* — piatră spartă; *3* — umplutură; *4* — argilă hidratată; *N N* — nivel normal.

Variațiile de nivel ale suprafeței libere a canalului la trecerea navei s-au măsurat simultan în patru puncte situate în aceeași secțiune transversală între mal și piciorul taluzului. Cercetările s-au făcut pentru diferite viteze și pescaje. În figura 9.9 se arată variațiile de nivel la trecerea navei „Europa" prin axul canalului, cu viteza de 15,2 km/h și pescaj maxim.

În urma măsurătorilor făcute s-a constatat că coborîrea maximă a nivelului se produce la trecerea navei goale cu viteză de 15,2 km/h (T = 1,65 m) ; aceasta a fost de 90 cm la mal și de 70 cm deasupra piciorului taluzului. Supraînălțarea maximă a nivelului apei, în condițiile arătate, a fost de 45 cm la mal și 10 cm la piciorul taluzului.

La trecerea convoaielor împinse, în condiții similare, variațiile de nivel au fost ceva mai mici.

Din cele de mai sus, rezultă că în timpul trecerii navei printr-o secțiune transversală a canalului, deasupra taluzelor are loc la început o coborîre, apoi o ridicare a nivelului apei. Ridicarea nivelului se face foarte repede și sub o pantă foarte mare, unda transversală de pupă, la viteze mari ale navei se ridică pe taluz și se sparge de acesta.

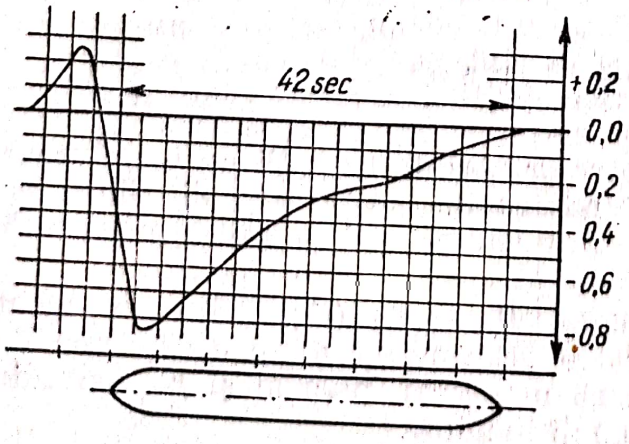


Fig. 9.9. Variația nivelului apei pe canalul Main-Dunăre într-un punct situat la 4,50m de mal, în timpul trecerii unei nave.

Este de observat că în cazul unor taluze mai dulci, viteza și capacitatea de eroziune a curenților transversali crește. Se poate deci întîmpla ca din acest punct de vedere, de exemplu, un taluz cu panta 1:4 să fie mai puțin rezistent decît unul cu panta 1 : 2,5.

Din cauză că variațiile de nivel ale pînzei subterane sînt mult mai lente decît variațiile de nivel din canal care la coborîre ating 15 cm/s, iar la ridicare 30 cm/s, asupra îmbrăcăminții se pot produce fenomene de pilonare și pompaj. Fenomenul de pilonare apare la îmbrăcămințile etanșe, cele mai neplăcute urmări înregistrîndu-se pentru nivele coborîte ale pînzei freatice. Efectul de pompaj se produce la îmbrăcămințile permeabile ; prin sufozia particulelor fine și dislocarea unor părți din îmbrăcăminte se poate produce în scurt timp alunecarea și degradarea completă a acesteia.

9.2.3. APĂRAREA ȘI ETANȘAREA MALURILOR

Îmbrăcămințile de beton și piatră se realizează după principiile generale ale apărărilor de mal pe rîuri. Ele sînt cele mai des utilizate fiind cele mai sigure în orice climat și în orice condiții de lucru.

Impermeabilizarea cunetei se poate face cu straturi de argilă sau cu folii de material plastic.

O îmbrăcăminte foarte rezistentă la acțiunea valurilor s-a dovedit a fi aceea alcătuită dintr-un strat de 30 cm de anrocamente, așezate pe un taluz cu înclinarea între 1 : 2,5 și 1 : 3. Anrocamentele se așază în zona de agitație a valurilor și de variație a nivelului apelor, de obicei pe o zonă cuprinsă între 1 m deasupra nivelului normal al apei și 1 m sub acesta.

Dacă terenul este afuiabil, se recomandă uneori acoperirea cu anrocamente a întregului taluz, pînă la fundul canalului. O protecție economică și sigură poate fi alcătuită dintr-un strat inferior de piatră spartă cu dimensiuni de 5...7 cm și un strat superior de anrocamente cu dimensiuni de 11...15 cm (fig. 9.10). Se preferă anrocamentele brute unui pereu neted. În locul stratului inferior de piatră spartă se poate utiliza și un strat de pietriș de 10 cm grosime. Pentru o fixare mai sigură a taluzului și pentru anumite terenuri fine, se recomandă alcătuirea protecției după regulile filtrului invers : un strat de piatră, de circa 30 cm grosime, cu diametre descrescînd spre interior, așezat pe un strat de circa 15...20 cm de nisip.

Se recomandă să se întrebuințeze pentru stratul superior pietre mai dure și mai grele decît pentru cel inferior, deoarece piatra mobilă din stratul superior pătrunde treptat în stratul inferior mai moale care astfel se consolidează. Piatra care se dezagregă în apă și sub influența intemperiilor nu este indicată.

Diferite tipuri de îmbrăcămînți de anrocamente executate pe canalele navigabile din Europa se găsesc în figura 9.11...9.14. Împiedicarea

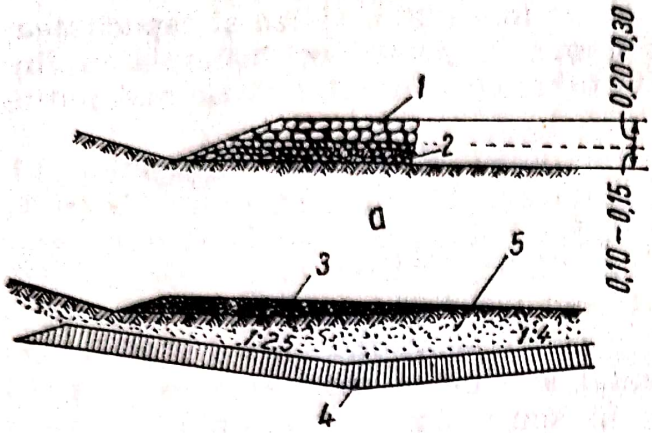


Fig. 9.10. Apărarea și etanșarea taluzelor cu anrocamente:

a — apărare de piatră; *b* — etanșare cu un strat impermeabil:

1 — anrocamente: $d = 11...15$ cm; *2* — idem $d = 5...7$ cm; *3* — strat de anrocamente (conform detaliului *a*), cu piciorul pereat; *4* — strat impermeabil; *5* — strat de protecție.

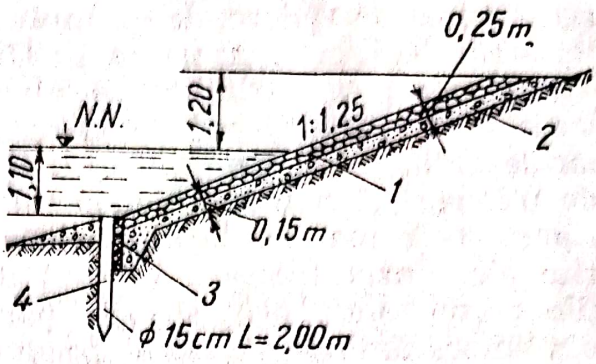


Fig. 9.11. Îmbrăcăminte de anrocamente pe canalul Moscova:

1 — îmbrăcăminte de piatră; *2* — pietriș; *3* — grinzi de lemn 12 · 15 cm; *4* — piloți de lemn.

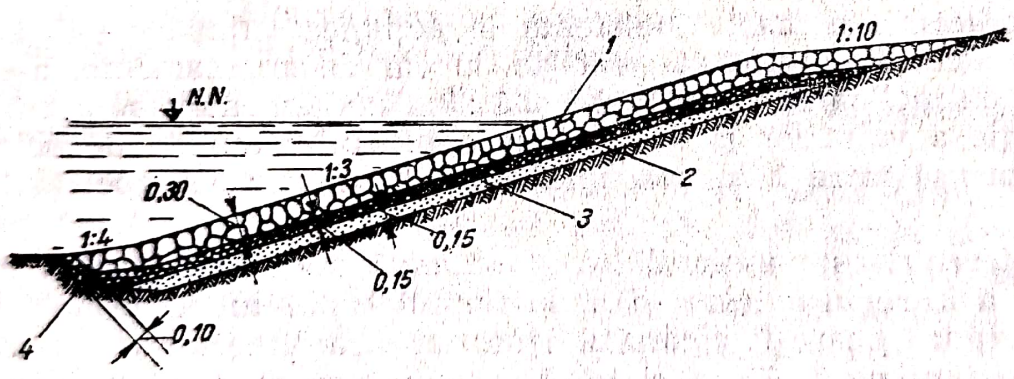


Fig. 9.12. Îmbrăcăminte de anrocamente pe canalul V.I. Lenin:

1 — anrocamente de 125...250 mm; *2* — piatră spartă de 10...40 mm; *3* — nisip; *4* — piatră bătătorită în sol.

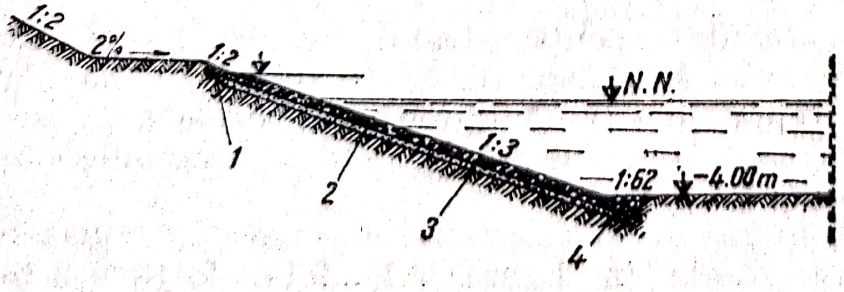


Fig. 9.13. Apărare de mal alcătuită din anrocamente așezate pe un strat de piatră spartă pe canalul Main-Dunăre:

1 — pământ vegetal; *2* — strat de anrocamente de 40 cm grosime; *3* — strat de piatră spartă de 20 cm grosime; *4* — picior de piatră zidită.

Scanned with OKEN Scanner

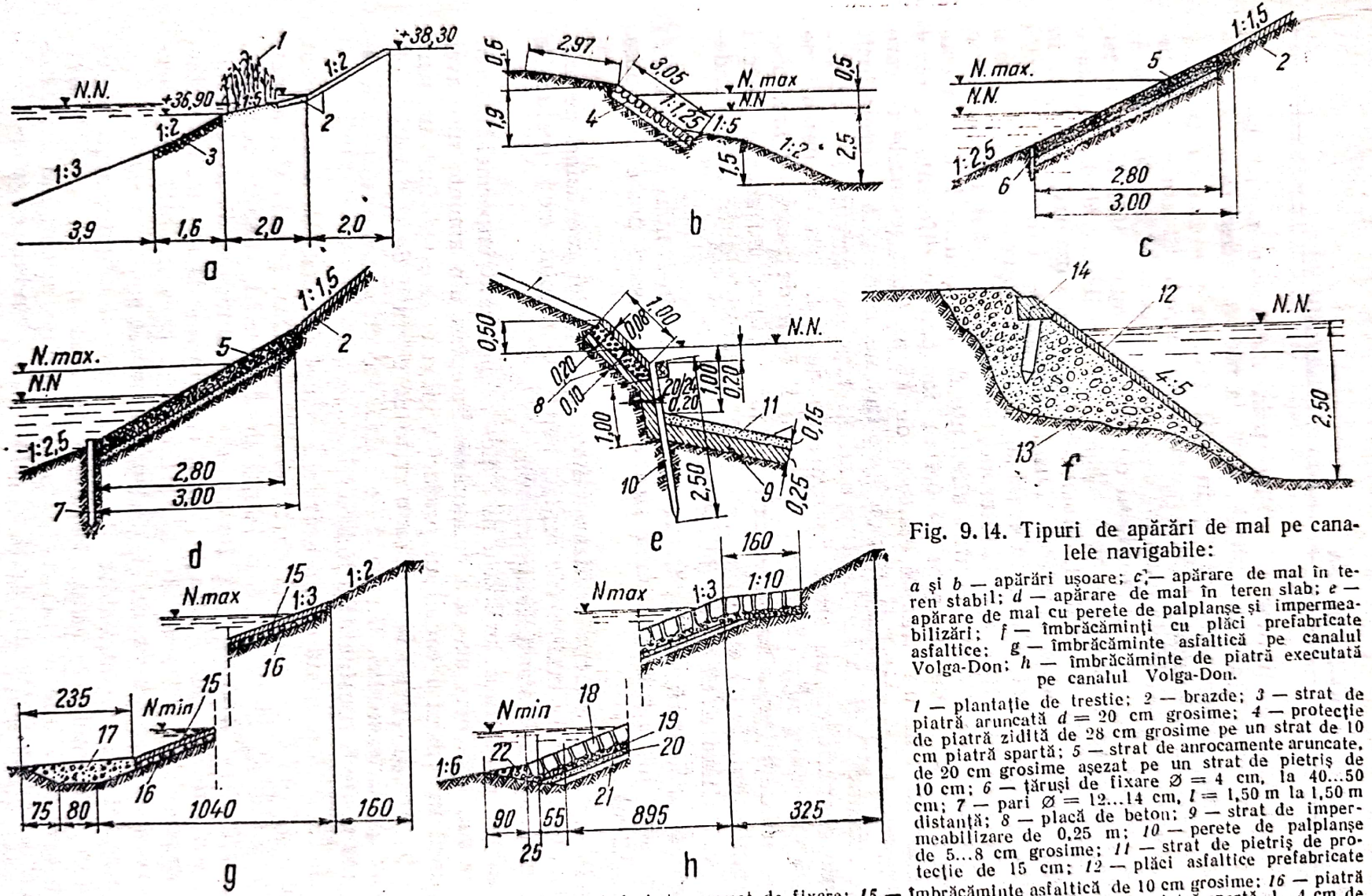


Fig. 9.14. Tipuri de apărări de mal pe canalele navigabile:

a şi *b* — apărări uşoare; *c* — apărare de mal în teren stabil; *d* — apărare de mal în teren slab; *e* — apărare de mal cu perete de palplanşe şi impermeabilizări; *f* — îmbrăcăminţi cu plăci prefabricate asfaltice; *g* — îmbrăcăminte asfaltică pe canalul Volga-Don; *h* — îmbrăcăminte de piatră executată pe canalul Volga-Don.

1 — plantaţie de trestie; *2* — brazde; *3* — strat de piatră aruncată $d = 20$ cm grosime; *4* — protecţie de piatră zidită de 28 cm grosime pe un strat de 10 cm piatră spartă; *5* — strat de anrocamente aruncate, de 20 cm grosime aşezat pe un strat de pietriş de 10 cm; *6* — ţăruşi de fixare $\varnothing = 4$ cm, la 40...50 cm; *7* — pari $\varnothing = 12...14$ cm, $l = 1{,}50$ m la 1,50 m distanţă; *8* — placă de beton; *9* — strat de impermeabilizare de 0,25 m; *10* — perete de palplanşe de 5...8 cm grosime; *11* — strat de pietriş de protecţie de 15 cm; *12* — plăci asfaltice prefabricate (2,00 · 1,10 · 0,04 m); *13* — deşeuri de carieră; *14* — ţăruşi şi grinzi de beton armat de fixare; *15* — îmbrăcăminte asfaltică de 10 cm grosime; *16* — piatră spartă mărunţă $d = 1{,}5$ cm; *17* — anrocamente îndesate pentru fixarea piciorului îmbrăcăminţii; *18* — piatră brută 30 cm; *19* — piatră spartă 1...4 cm de 15 cm; *20* — piatră mărunţă sub 1,5 cm în strat de 10 cm; *21* — nisip $d = 0{,}4$ mm pe 10 cm grosime; *22* — piatră spartă îndesată pentru fixarea piciorului îmbrăcăminţii.

Scanned with OKEN Scanner

alunecării îmbrăcăminților se obține prin îndulcirea pantei taluzului, eventual printr-un prag din piloți scurți, la piciorul acestora.

Pentru micșorarea pierderilor prin infiltrații, în cele mai multe cazuri este necesar să se ia măsuri pentru etanșarea întregii cunete a canalului. O soluție care a dat bune rezultate este realizarea unei îmbrăcăminți de lut sau argilă (fig. 9.10). Materialul de etanșare nu trebuie să fie uscat, ci să-și mențină umiditatea naturală. El este utilizabil cînd fiind bine frămîntat și tăiat cu cuțitul, prezintă o secțiune lucioasă. Nisipul în cantitate mică nu este dăunător. Lutul sau argila utilizată în cărămidării sînt bune. Dacă nivelul normal al canalului nu este situat cu mai mult de 1 m deasupra apei subterane, un strat de etanșare de 0,3 m s-a dovedit a fi suficient. Pentru diferențe de nivel între 1 și 3 m este suficient un strat de etanșare de 0,4 m, iar pentru diferențe de nivel mai mari de 3 m, un strat de etanșare de 0,6 m. Compresoarele cu care se cilindrează materialul de etanșare nu trebuie să fie atît de grele încît să se scufunde sau să împingă terenul în fața lor. Stratul de etanșare trebuie acoperit cu un strat de protecție de 1 m (moloz, deșeuri de carieră sau nisip cu pietriș etc.) pentru a fi ferit de razele solare, precum și de distrugerea mecanică prin scondri, prăjini sau ancore. Corpul taluzului așezat peste etanșare trebuie să fie alcătuit din material îndesat și bine cilindrat ca să nu alunece pe acest strat.

Dacă se utilizează argilă hidratată (canalul Main-Dunăre, figura 9.8) sau o șapă de beton, grosimea stratului de etanșare poate fi redusă (circa 0,2 m).

Se poate evita impermeabilizarea fundului cunetei prevăzînd pe ambele maluri ecrane etanșe (de argilă, beton de pămînt etc.), prelungite în adîncime pînă la stratul impermeabil.

O soluție economică, utilizată mai ales atunci cînd impermeabilizarea se face sub apă, este aceea a colmatării. Începînd din amonte spre aval se aruncă în curentul canalului prafuri argiloase. Acestea după un parcurs oarecare ajung pe fund și antrenate de curenții de exfiltrație, colmatează porii terenului. Un strat de colmatare cu o grosime inițială de 8...10 cm poate fi considerat suficient.

În figura 9.15 se arată o îmbrăcăminte etanșă din plăci de beton armat de 5,0 · 5,0 · 0,2 m, realizată pe canalul Volga-Don. Plăcile sînt armate sus și jos cu o rețea de fiare după două direcții, dosajul betonului fiind 3400 N/m^3 (350 kgf/m^3). Rosturile de decontracție dintre plăci au fost prevăzute cu armături de legătură, care lipsesc la rosturile de dilatație situate la 20 m. Prizmul de piatră de la baza îmbrăcămînții servește pentru fixarea acestuia și pentru drenarea apelor din spate.

Îmbrăcămintea impermeabilă din figura 9.16 s-a obținut prin înglobarea anrocamentelor în asfalt. Deoarece turnarea acestuia se poate face și sub apă, se obține o etanșare a întregii cunete prelungind îmbrăcămintea de anrocamente înglobate în asfalt și pe fundul acesteia.

Scanned with OKEN Scanner

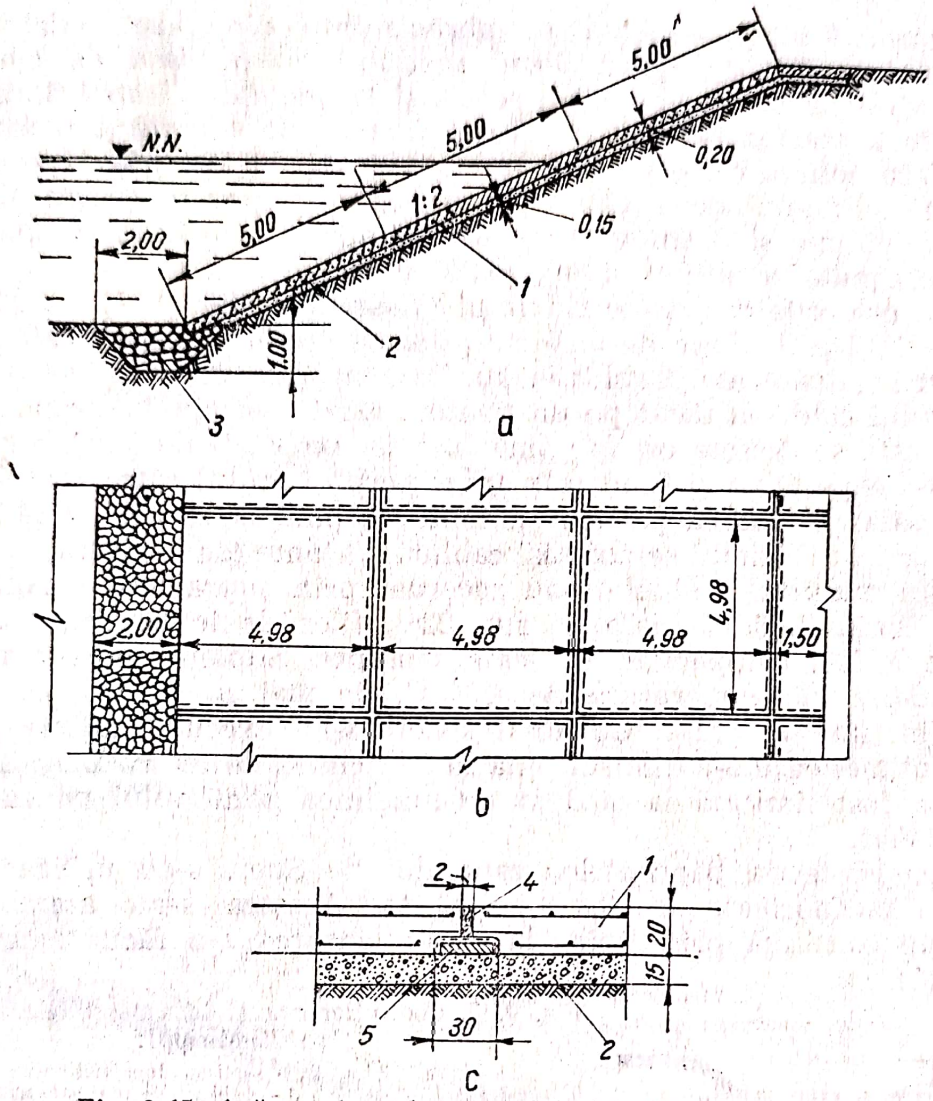


Fig. 9.15. Apărare de mal pe canalul Volga-Don (Kuibîșev):

a — secțiune transversală; *b* — plan; *c* — detaliul etanșării rostului de dilatație. *1* — placă de beton armat; *2* — strat de pietriș; *3* — prism de piatră; *4* — scîndură impregnată cu creuzot (cofraj pierdut); *5* — fîșie de beton armat (30 · 7 cm) îmbrăcată în mastic de bitum (1 cm).

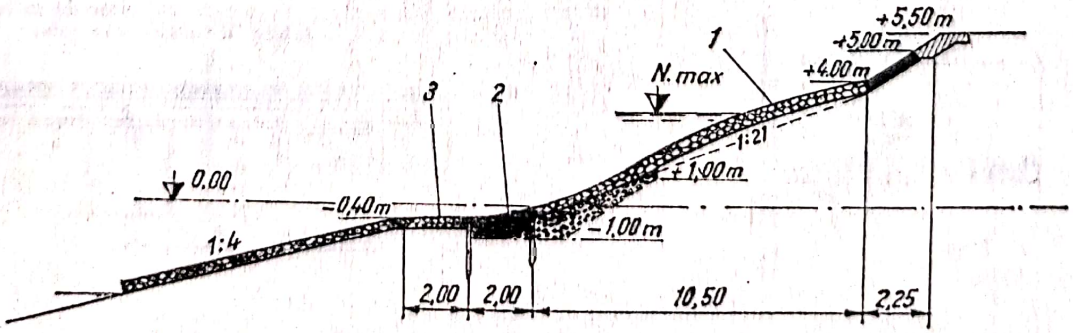


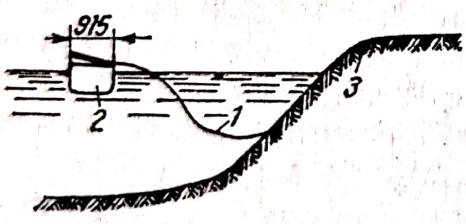
Fig. 9.16. Apărare de mal pe Caland-canal:

1 — îmbrăcăminte impermeabilă din anrocamente înglobate în asfalt; *2* — pereu uscat; *3* — protecție de anrocamente.

În figura 9.14, *f* se arată o îmbrăcăminte din plăci asfaltice de 2,0·1,1·0,04 m, armată la mijlocul secțiunii cu o plasă de oțel galvanizat. Sîrmele acestei plase au servit și la ancorarea îmbrăcămintii în grinda de la partea superioară. Așezarea plăcilor s-a putut face foarte precis, fără golirea canalului (sistemul navigabil al Marnei), lățimea rosturilor fiind numai de 1 cm. Sub acestea s-au prevăzut dinainte fișii de 15 cm lățime și 3 cm grosime de calendrită (armătură de pînză de iută impregnată cu bitum și înglobată în bitum filerizat).

Pentru protecția malurilor fluviului Mississippi (fig. 9.17) s-au utilizat saltele asfaltice flexibile de 5...6 cm grosime armate cu o rețea de sîrmă cu cabluri galvanizate. Cablurile au fost ancorate de mal, iar turnarea amestecului cald s-a făcut pe un ponton. Odată terminată turnarea unei fișii, aceasta se răcește cu apă pînă la o temperatură de 60°C, după care este lansată pe taluz și fund prin tragerea pontonului către larg (lansare transversală). Turnarea pe ponton continuă pînă la realizarea lățimii de saltea dorite, utilizîndu-se aceleași cabluri portante (de legătură cu malul). În lungul malului, saltelele s-au racordat prin suprapunere. Amestecul utilizat conținea 66% nisip de rîu, 22% filer de loess. După turnare, salteaua a fost compactată cu lame vibrante. Suplețea ei s-a verificat prin îndoire la temperatura de +15°C, de mai multe ori, cu o rază de 1,2 m, fără a fisura. Cu acest sistem s-au executat saltele pînă la 180 m lățime, care s-au lansat pînă la adîncimea de 50 m. Lungimea saltelelor a fost limitată la 66,3 m de lungimea pontonului pe care s-au confecționat.

Pentru protecția banchetelor canalului de Suez, s-au utilizat saltele asfaltice prefabricate de 3,0·3,0·0,06 m. Acestea s-au asamblat într-o fișie continuă prin lipire la cald; lansarea s-a făcut longitudinal (fig. 9.18).



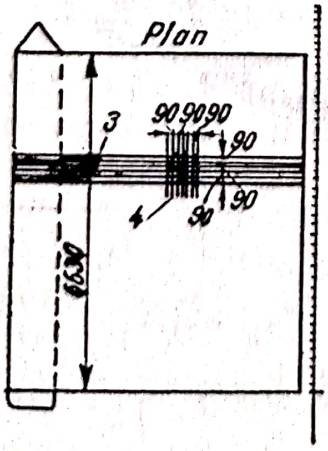
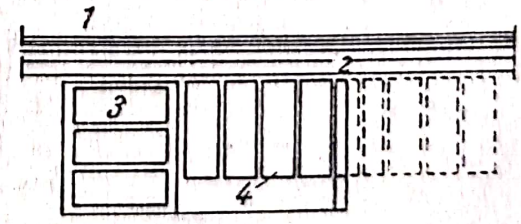
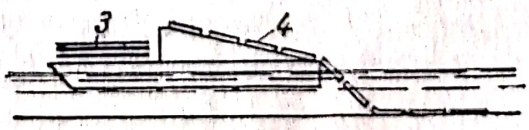


Fig. 9.17. Confecționarea și lansarea saltelelor asfaltice pe Mississippi:
a — plan; *b* — secțiune longitudinală.
1 — saltea; *2* — ponton; *3* — cabluri de oțel galvanizat (7 mm²) ancorate de mal; *4* — sîrmă de oțel galvanizat de 2 mm.

Fig. 9.18. Lansarea saltelelor asfaltice pe canalul de Suez:
a — secțiune transversală; *b* — plan.
1 — mal; *2* — pereu; *3* — stoc de saltele; *4* — saltea în curs de asamblare.





Scanned with OKEN Scanner

Îmbrăcămințile din figurile 9.19...9.21 utilizează țesături de fibre sintetice fie pentru realizarea unor saltele de impermeabilizare sau de împiedicare a fenomenelor de sufozie (filtru invers), fie pentru confecționarea unor cofragii pierdute sau învelișuri de saci care se umplu pe amplasament cu beton, respectiv cu nisip.

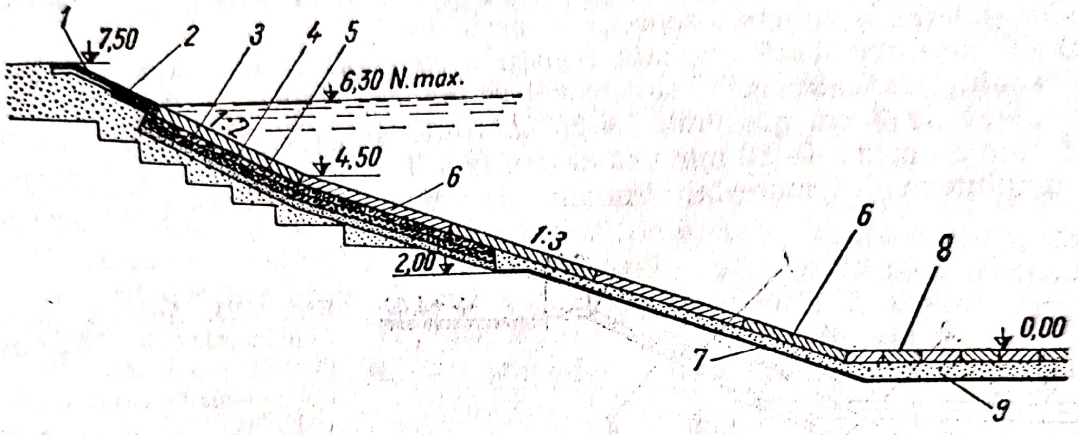


Fig. 9.19. Apărare de mal pe canalul Ringvaart (Gand-Belgia):
1 — brazde pe lat; *2* — brazde în cap; *3* — nisip de Rin; *4* — pietriș mărunt; *5* — pietriș; *6* — elemente de beton prefabricate 4,0 · 1,0 · 0,30 m; *7* — saltea alcătuită din două straturi de fibre de sticlă pe care se așază o țesătură de polietilenă; *8* — elemente de beton prefabricate 1,00 · 1,00 · 0,35 m.

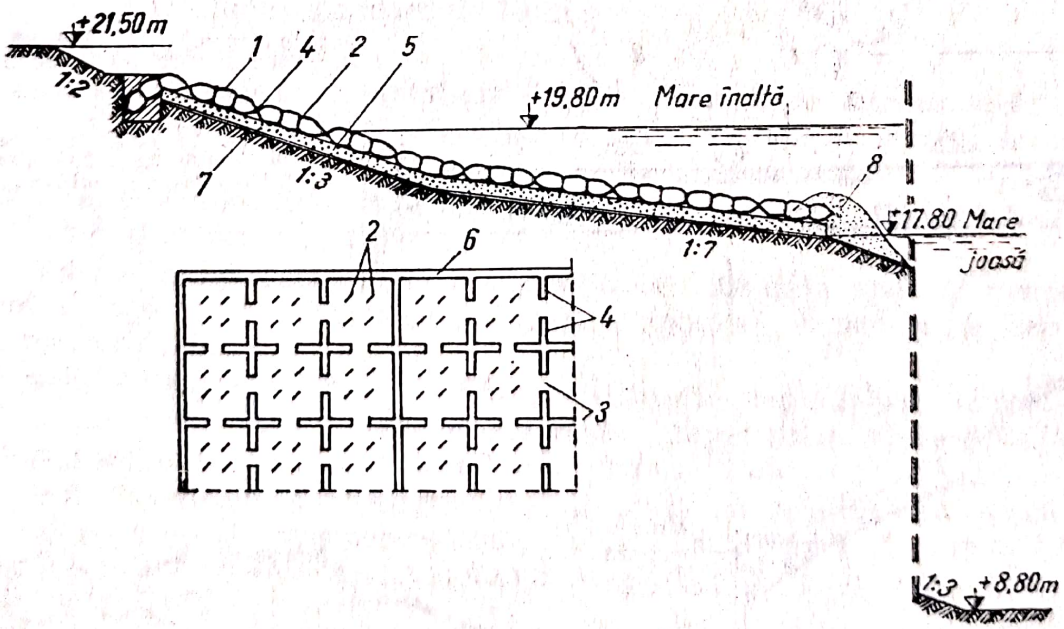


Fig. 9.20. Apărare de mal cu îmbrăcăminte de beton turnat în cofragii pierdute de nylon:
1 — înveliș de țesături de nylon; *2* — piese de distanță; *3* — racordările betonului; *4* — racordările benzii continue; *5* — umplutură de beton; *6* — marginea benzii continue; *7* — filtru invers 20 cm; *8* — pietriș de protecție.

Scanned with OKEN Scanner

Utilizarea țesăturilor de fibre sintetice pentru etanșarea cunetei canalului, între altele are și avantajul că economisește săpăturile suplimentare de 1,0...1,5 m necesare instalării impermeabilizărilor clasice de argilă și a stratului de protecție. De asemenea ele pot constitui un filtru foarte economic. Buna lor funcționare nu este însă asigurată decît dacă sînt așezate pe un pat perfect orizontal și dacă sînt protejate împotriva loviturilor și acțiunii directe a soarelui și uscăciunii.

O soluție interesantă utilizată pentru o consolidare provizorie de taluz pe canalul Gand-Brugges se poate vedea în figura 9.22. Plăcile de polietilenă de 3 cm grosime, 1,4 m înălțime și 24,2 m lungime au fost perforate cu găuri de 20 mm diametru, la 100 mm una de alta. Împreună cu umplutura din material drenant din spate, acest sistem de apărare

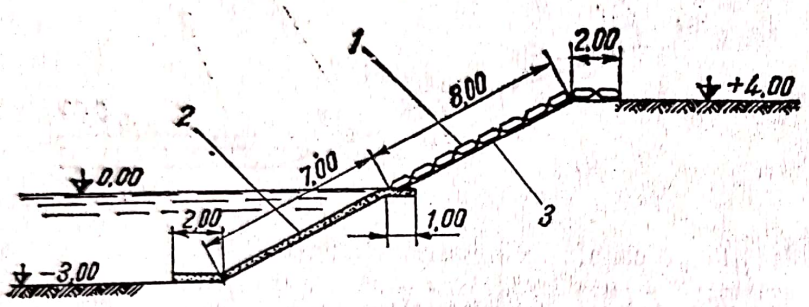


Fig. 9.21. Apărarea de mal cu îmbrăcăminți de mase plastice:
1 — protecție din saci de nylon umepluți cu beton; *2* — protecții din blocuri de beton; *3* — folii de nylon.

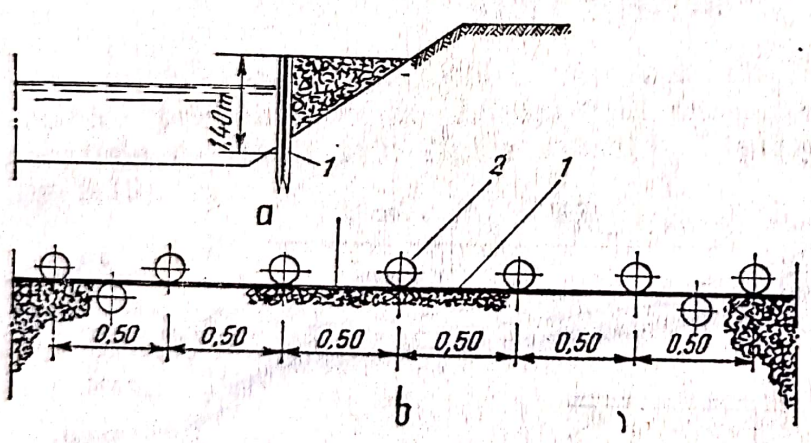


Fig. 9.22. Consolidare de mal cu plăci de polietilenă:
a — secțiune transversală; *b* — plăci.
1 — placă de polietilenă perforată $\delta = 3$ cm; *2* — piloți $l = 3$ m; $\varnothing = 0{,}12$ m.

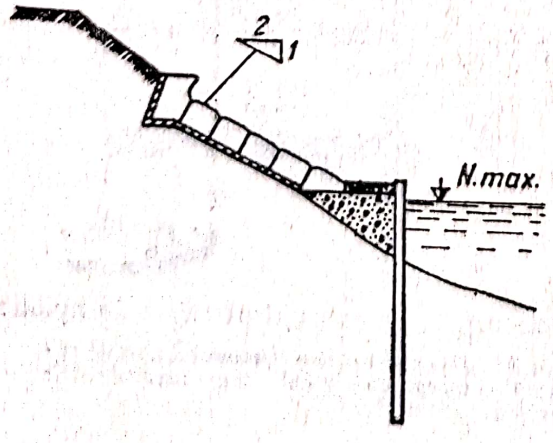
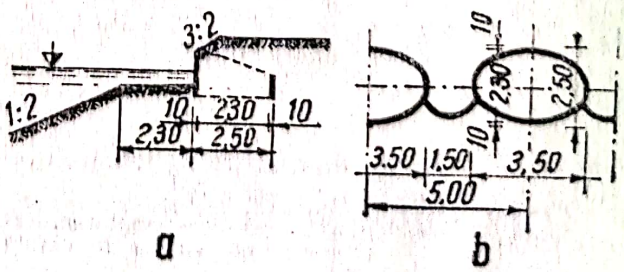


Fig. 9.23. Apărare de mal cu dispozitiv sparge-val.

Fig. 9.24. Gabioane prefabricate din beton:
a — secțiune transversală; *b* — plană.



constituie o apărare permeabilă cu mari posibilități de disipare a energiei valurilor și curenților produși de nave.

Figurile 9.23 și 9.24 reprezintă două tipuri de apărări de mal cu paramент vertical. Caracteristic acestor tipuri este faptul că se pot executa la uscat.

9.2.4. BILANȚUL HIDRAULIC AL CANALULUI

Consumul de apă. Factorii principali care influențează consumul de apă al unui canal navigabil sînt : evaporația, infiltrația, operațiile de ecluzare și lipsa de etanșeitate a instalațiilor nodurilor hidraulice.

Evaporația. După cum se cunoaște, aerul, în afară de gazele care îl alcătuiesc, conține și o cantitate de vapori de apă, variabilă cu temperatura și presiunea. Astfel la temperatura de 0°C și la presiunea normală, aerul saturat conține circa 49 mN vapori de apă ; la 30°C această cantitate crește pînă la circa 295 mN vapori. Cantitatea de vapori de apă conținută la un moment dat de atmosferă constituie umiditatea atmosferică.

Evaporația la suprafața apei este funcție de temperatura aerului și apei, presiunea atmosferică, viteza vîntului și deficitul de umiditate. Sub o formă simplificată expresia evaporației se poate scrie :

$$E = \alpha d(\beta + \delta w) \quad [\text{mm}], \tag{9.2}$$

în care : w este viteza vîntului în m/s (medie zilnică, lunară) măsurată la înălțimea standard de 10 m ;

α, β, δ sînt coeficienți ;

d este deficitul de umiditate (în mm coloană de mercur, definit ca diferența dintre tensiunea vaporilor de apă a aerului saturat și a celui analizat.

Produsul $\alpha\ \beta\ d$ constituie așa-numita evaporație difuză, iar produsul $\alpha\ \delta\ d\ w$ evaporația datorită vîntului.

În lipsă de înregistrări locale, evaporația la suprafața apei se poate determina după hărțile cu curbe de egală evaporație, întocmite de serviciile meteorologice.

Infiltrațiile. Mărimea pierderilor prin infiltrație depinde de permeabilitatea terenului, eficacitatea eventualelor impermeabilizări, poziția reciprocă a nivelelor apei freatice și a celui din canal etc.

Pierderile de apă prin infiltrație se calculează cu relațiile cunoscute. Informativ, ele pot fi considerate egale cu 10...40 l/s și km de canal, în sectoarele unde suprafața apei din canal se găsește la cîțiva metri peste nivelul pînzei freatice.

Pierderile maxime prin evaporație și infiltrație, după observațiile făcute pe diferite canale navigabile, nu depășesc decît rar 100 l/s și km de canal.

Scanned with OKEN Scanner

Debitul de ecluzare. Dacă V este volumul de apă necesar umplerii ecluzei, W_1 — deplasamentul mediu al navelor care trec spre amonte, W_2 — deplasamentul celor care trec spre aval, N_1 și N_2 — numărul navelor tranzitate în timpul unei zile spre amonte, respectiv spre aval, consumul de apă datorit operațiunilor de ecluzare este :

$$C = N_1(V + W_1) + N_2(V - W_2) \qquad (9.3)$$

Dacă $W_1 = W_2$, $N_1 = N_2$ și $N_1 + N_2 = N$, $C = NV$ (m³/zi), iar debitul consumat $q = \frac{NV}{86\,400}$ (m³/s). Acest debit poate fi redus la jumătate dacă trecerea unei nave spre amonte alternează riguros cu o trecere spre aval. Deoarece condiția este greu de realizat, consumul zilnic trebuie afectat cu un coeficient subunitar cuprins între 0,5 și 1,0 în funcție de caracteristicile locale ale transporturilor. Calculul se face pentru o zi medie și pentru ziua cea mai aglomerată din perioada navigabilă.

Pierderile prin neetanșeitate (la porțile ecluzelor, stăvilare etc.). Acestea se pot lua egale cu cca 5 l/s pentru fiecare metru de înălțime de retenție. Pentru construcțiile mai vechi se introduc sporuri corespunzătoare.

Un consum suplimentar de apă trebuie luat în considerare pentru eventuale instalații speciale, ca de exemplu cele pentru trecerea plutelor și ambarcațiunilor mici (plane înclinate), scări de pești etc.

Alimentarea canalului. Debitele necesare alimentării canalului se obțin :

— din cursurile de apă învecinate, care se barează la nevoie, pentru a se obține panta de curgere necesară derivației ;

— dintr-un bazin de acumulare ;

— prin pompare dintr-un curs de apă așezat mai jos sau care se încrucișează cu canalul sau în cursul de apă în care debușează canalul prin ultimul său bief. De asemenea se poate înlocui apa întrebuințată într-un bief prin pompare din bieful inferior.

Reducerea consumului de apă la ecluze se poate face prin ascensoare (numai la căderi mari, începînd astăzi de la 18...20 m), la care practic nu se consumă apă ; prin ecluze economizoare la care, cu ajutorul unor bazine speciale, se poate economisi 1/3 și mai mult din consumul de apă, precum și prin ecluze gemene la care consumul de apă scade aproape la jumătate pentru fiecare ecluză.

În numeroase cazuri, biefurile canalelor navigabile servesc și pentru acumularea temporară a volumelor de apă necesare irigațiilor, alimentării cu apă a localităților și industriilor din regiune, producerii de energie electrică etc. În felul acesta au fost concepute marile canale navigabile din U.R.S.S. : canalul Volga-Don, canalul Moscova-Volga și altele. Canalul Moscova-Volga, de exemplu, acumulează în biefurile sale volumele pompate din Volga (marea Moscovei) în timpul în care există energie electrică disponibilă în sistemul Mosenergo. În orele de vîrf, aceste volume sînt dirijate spre aval prin hidrocentralele instalate în biefuri și o bună parte din energia de pompare este restituită în sistem.

Scanned with OKEN Scanner

Descărcarea și golirea. Fiecare bief trebuie să fie prevăzut cu dispozitive care să permită descărcarea apelor cînd nivelul apei amenință să depășească nivelul maxim admis ; de asemenea trebuie să fie posibilă golirea totală pentru executarea lucrărilor mari de reparație care nu se pot face atunci cînd bieful este plin. În general, descărcarea și golirea se fac într-un colector natural sau prin ecluze, cu conducte de ocolire etc., către bieful inferior. La nevoie, trebuie să se prevadă construcții speciale de descărcare (deversoare) la nivelul cel mai ridicat al canalului sau construcții de descărcare și golire (de exemplu o golire de fund, ținută de obicei închisă printr-o vană). Dacă nu există vreun pericol care să impună golirea urgentă a canalului, aceasta trebuie să se facă atît de încet, încît taluzele să poată elimina apa din ele odată cu scăderea nivelului canalului. În caz contrar, există primejdia ca taluzele să se prăbușească și în același timp, să fie amenințată stabilitatea rambleelor apărate de ele.

Bilanțul hidraulic. Pe baza cantităților de apă consumate precum și a posibilităților de alimentare și acumulare se întocmește un plan de utilizare a apei (bilanțul hidraulic al canalului). Avînd în vedere condițiile fizico-geografice și de exploatare, foarte diferite, acest plan se întocmește pentru fiecare bief în parte și apoi pentru întreg canalul, în diversele ipoteze de folosință luate în considerare.

9.2.5. AMENAJĂRI ȘI CONSTRUCȚII ÎN ZONA CANALULUI

Drumuri de halaj (de serviciu). Pe ambele maluri sau cel puțin pe un mal este necesar să se prevadă un drum pentru asigurarea circulației de serviciu, de întreținere, eventual chiar a circulației locale. Deși halajul navelor se face astăzi din ce în ce mai rar, drumurile amenajate în lungul unui canal navigabil continuă să fie denumite drumuri de halaj. Acestea de obicei se împietruiesc și pot fi dimensionate numai pentru un fir de circulație. Înălțimea lor peste nivelul normal al canalului este indicat să fie de circa 3 m ; fără a fi prea înalte, terasamentele drumurilor de halaj pot astfel constitui și o bună apărare a navelor împotriva vînturilor transversale. În același scop este indicat să se prevadă în lungul canalului și perdele de protecție.

Traversări, gabarite. Legătura între cele două maluri ale canalului se restabilește cu poduri fixe construite de obicei peste ecluze, poduri basculante sau învîrtitoare, eventual cu bacuri transbordoare. În unele cazuri, căile terestre pot traversa canalul pe dedesubt, printr-un tunel (încrucișarea canalului Moscova-Volga cu șoseaua Volocolamsk).

Podurile construite în aliniament trebuie să asigure înscrierea gabaritului navigabil precum și gabaritele vehiculelor care circulă pe drumul de halaj. În caz de nevoie acesta poate fi coborît la numai 1 m deasupra nivelului normal din canal și deplasat spre interior prin înlocuirea locală a taluzelor cu un zid de sprijin. Dacă podul se găsește într-o zonă de

Scanned with OKEN Scanner

circa 2 km în aval de ecluză, înălțimea de liberă trecere pe sub pod trebuie mărită pentru a se ține seamă de undele provocate de golirea sasului (circa 0,5 m).

Puncte de încărcare, supralărgiri. În toate punctele unde se prevăd operațiuni de încărcare — descărcare la mal, operațiuni de transbord, garări și schimbări de formație a convoaielor, trebuie amenajate supralărgiri. Acestea servesc și pentru întoarcerea navelor, eventual pentru staționarea în timpul nopții.

Problema garării și schimbărilor de formație a convoaielor se pune în special la punctele de ramificație ale canalului (capetele acestuia).

Supralărgirile pentru întoarcere, de obicei de formă triunghiulară sau hexagonală trebuie să fie suficient de mari pentru ca manevrele respective să se poată face complet în afara firelor de circulație curentă din canal.

Pentru înnoptare se poate admite și staționarea în canal, în zona marcată și prevăzută cu bolarzi pe maluri.

Construcții pe canalele navigabile. Principalele lucrări de artă care se construiesc pe canalele navigabile se pot împărți în :

— construcții la racordarea biefurilor : ecluze, ascensoare de nave, eventual baraje și centrale hidroelectrice ;

— stații de pompare pentru alimentarea biefurilor ;

— construcții în punctele de întretăiere ale canalului cu căile terestre de pe parcurs : podețe, sifoane, poduri de șosea și cale ferată ;

— tunele navigabile pentru traversarea înălțimilor mari ;

— construcții pentru reglarea nivelului în canal, goliri, porți de siguranță.

Stațiile de pompare se așază de obicei în vecinătatea ecluzelor și se racordează cu biefurile amonte și aval prin canale de ocolire, paralele cu canalul navigabil. Viteza apei la capetele canalului de ocolire nu trebuie să depășească 0,8 m/s. Pentru a reduce influența curentului de apă care se îndreaptă spre stația de pompare asupra navelor ce se mișcă pe canal, intrarea apei se face printr-o pîlnie cu fund adîncit (pînă la 2...3 m) și este ghidată cu ziduri special construite.

Podurile canal trebuie să realizeze gabaritul navigabil al rîului traversat. Un astfel de pod construit peste rîul Elba la Hohenwarte (Mittellandkanal) are lungimea de 900 m, lățimea de 30 m, cu adîncimea apei de 2,75 m. Brațul principal al fluviului este traversat cu o suprastructură metalică cu 3 deschideri continue, cea de mijloc avînd 100 m lungime. Celelalte brațe sînt traversate cu un pod canal pe arce de beton armat.

Pe același canal (traversarea fluviului Weser, la Minden) s-a construit un pod pe arce de beton armat, cu două deschideri navigabile de cîte 50 m și șase deschideri de cîte 32 m (fig. 9.25).

Lățimea podurilor canal trebuie calculată pentru ambele sensuri de circulație ; s-au executat poduri canal chiar pentru trei fire de circulație. Podurile canal cu o singură cale nu sînt indicate din cauza strangulării traficului.

Scanned with OKEN Scanner

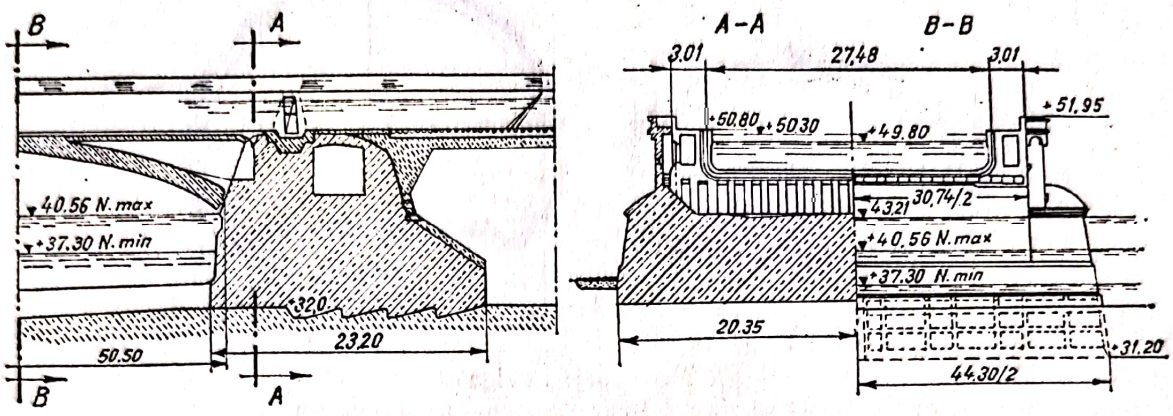


Fig. 9.25. Pod canal peste Weser la Minden (Mittellandkanal).

O atenție deosebită trebuie dată etanșeității și racordării cu terasamentele de pe mal. De multe ori etanșeitatea se realizează cu foi continue de plumb. Cuneta canalului pe pod se protejează contra loviturilor navelor.

Tunele navigabile. În cazurile cînd canalul navigabil trece prin regiuni înalte sau lanțuri de munți, în locul debleelor adînci se execută tunele navigabile. Executarea de tunele navigabile nu se recomandă din cauza costului foarte mare și a dificultăților de executare. Forma secțiunii tunelului se apropie de cea a unui cerc sau a unei elipse. Realizarea adîncimii în tunel nu prezintă dificultăți și nu cere un surplus de cost. Se poate micșora lățimea tunelului dacă halajul se face cu ajutorul unei pisici montate sub cheia bolții. Halajul cu locomotiva este totuși mai indicat.

Tunelele navigabile se construiesc de multă vreme pe căile de apă. Primul tunel navigabil „du Midi" (Malepassé) are lungimea 157 m, lățimea 6,7 m și înălțimea 8,2 m. A fost construit în Franța în anii 1666...1681 pe canalul Languedoc și a unit fluviile Garona și Rhône, stabilind astfel legătura între Oceanul Atlantic și Marea Mediterană.

În prezent, cele mai mari tunele navigabile sînt tunelele franceze : Condée construit în 1886 pe canalul Marna-Sena și dimensionat pentru încrucișarea a două nave și tunelul du Rôve construit în 1927, pe canalul Marsilia-Arles (fig. 9.26). Tunelul du Rôve are lungimea de 7 120 m, taie masivul muntos Nartes la nordul orașului Marsilia, unind portul Marsilia cu căile de apă interioare ale Franței. Lățimea canalului este 22 m, înălțimea 15,4 m, secțiunea 270 m², adîncimea apei 4 m ; lateral, pe stîlpi speciali, sînt amenajate pasarele de circulație de 2 m lățime. Construcția tunelului a durat 12 ani.

Construirea unor mari tunele navigabile a fost luată în considerare și la proiectarea canalului Oder-Elba-Dunăre.

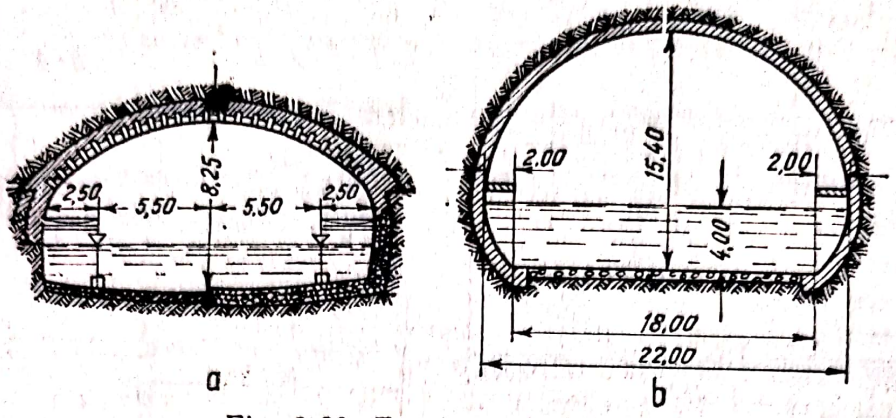


Fig. 9.26. Tunele navigabile:
a — tunel pe canalul Marna-Sena; *b* — tunelul du Rôve.

9.2.6. LEGĂTURA CANALULUI CU UN CURS DE APĂ NAVIGABIL

În măsura posibilităților legătura trebuie să se facă pe un mal concav. În felul acesta, adîncimile navigabile sînt asigurate și înnisiparea gurii canalului este redusă. Linia malului exterior a canalului trebuie să se racordeze tangențial la malul concav al cursului de apă. Dacă intrarea în canal este orientată spre aval (fig. 9.27) există pericolul înnisipării gurii și blocării acesteia de ghețuri ; accesul convoaielor întîmpină greutăți, navigația făcîndu-se cu curentul în spate. Aceste dezavantaje dispar dacă intrarea este orientată spre amonte ; ieșirea convoaielor în rîu se face însă în acest caz în condiții mai defavorabile.

Din punctul de vedere al economiei transporturilor este indicat ca direcția canalului să coincidă cu direcția traficului principal de pe rîu. Dacă în punctul de ramificare a canalului, rîul nu are o lățime suficientă, trebuie amenajată o supralărgire locală (radă) care să permită schimbările de direcție a convoaielor, operațiunile de compunere și desfacere, precum și staționarea acestora. Pentru siguranța manevrelor este necesar ca albia rîului să nu prezinte nici un obstacol pe o distanță de circa 1 km amonte și aval de gura canalului. În zona de racordare cu gura canalului este indicat ca taluzele malului rîului să fie amenajate cu o pantă cît mai mare pentru atragerea adîncimilor. La dimensionarea intrării trebuie avute în vedere și condițiile în care se vor executa dragajele de întreținere.

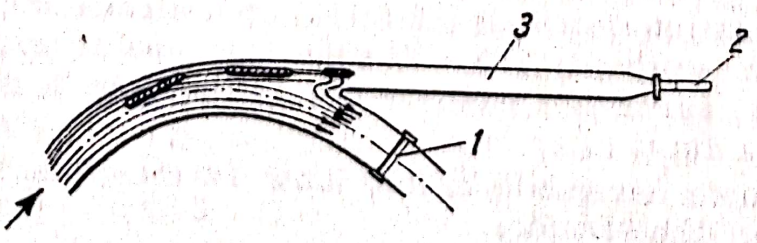


Fig. 9.27. Legătura canalului cu cursul de apă:
1 — baraj; *2* — ecluză; *3* — avantport.

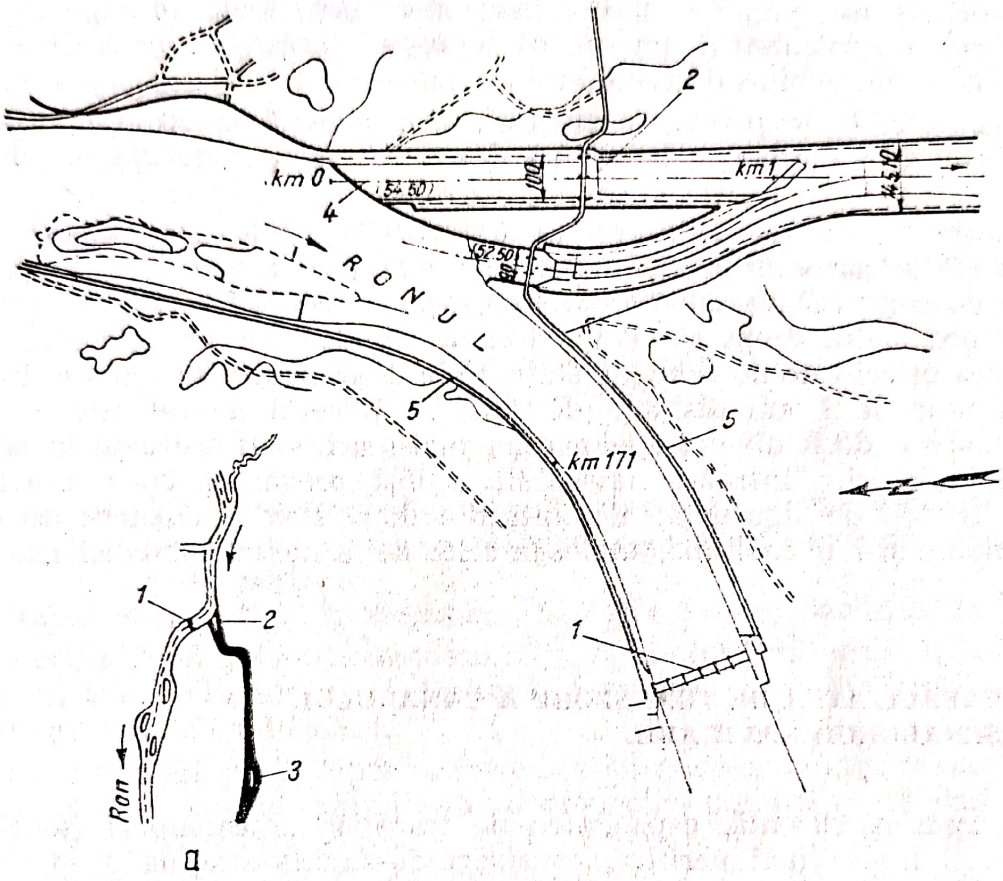


Fig. 9.28. Legătura amonte a canalului de derivație Donzère-Mondragon cu Rhônul.
a — plan de ansamblu; *b* — detaliul derivației;
1 — baraj de derivație (2 deschideri a 31,5 m și o deschidere a 45 m cu stavilă segment); *2* — baraj de gardă (2 deschideri a 45 m, 3 deschideri a 24 m); *3* — complex uzină hidroelectrică, ecluză, descărcător; *4* — canal de navigație; *5* — dig insubmersibil.

Problema orientării și dimensionării gurii de intrare se pune mult mai acut dacă canalul trebuie să transporte și un debit important de apă necesar diferitelor folosințe din regiune.

O soluție interesantă în acest sens a fost găsită la racordarea canalului navigabil Donzère-Mondragon (canal lateral) cu fluviul Rhône, unde din motive locale intrarea în canal a fost orientată spre aval (fig. 9.28). Legătura fiind situată într-o concavitate cu raza mică, barajul de derivație a fost așezat în inflexiunea care urmează. Convoaiele de nave dispun astfel de o radă de aproape 1 km lungime. Intrarea în derivație trebuie să asigure o lățime de cel puțin 100 m pentru navigație și captarea unui debit de 1 350 m^3/s, fără pierderi mari de sarcină. De asemenea trebuie împiedicată intrarea în canal a debitului solid tîrît pe fund care în acest sector al fluviului atinge valori foarte mari (pante de curgere mari, debit solid grosier).

Derivația a fost studiată în laborator, pe un model la scară mare (1 : 60). Soluția propusă și executată prevede amenajarea unei legături cu două guri :

— o intrare navigabilă de lățime mare și cu prag înalt (cota + 54,50 m) prelungind aliniametrul amonte al șenalului navigabil, prin care trece numai 1/3 din debitul derivației ;

— o intrare de priză propriu-zisă, mai îngustă și cu prag mai jos (+ 52,50 m) situată în plină concavitate prin care trece 2/3 din debitul derivației.

Ansamblul format de aceste două praguri și cele două diguri care limitează intrarea de priză, provoacă formarea în lungul fiecărui prag a unor curenți transversali care îndepărtează materialele solide tîrîte de apă, spre malul drept și aval ; vîrtejul cilindric cu ax orizontal de la intrarea prizei este deosebit de activ. Cele două intrări se reunesc într-un canal unic, la 1 km distanță de fluviu. Nivelul de retenție fiind cu 4 m mai sus decît nivelul apelor celor mai mari, s-au prevăzut în această zonă, indiguiri. Intrarea navigabilă a fost prevăzută cu o poartă de închidere (și de siguranță) alcătuită din două stavile segment de 45 m deschidere și 7 m înălțime, analoage celor de la închiderea celeilalte derivații.

9.2.7. CAPACITATEA DE TRANSPORT A CANALULUI (ȘENALULUI) NAVIGABIL

În practica curentă, capacitatea de transport a canalului (șenalului) navigabil nu se mai verifică, considerîndu-se întotdeauna acoperitoare. Capacitatea de transport a marilor fluvii și rîuri amenajate în curent liber este practic nelimitată ; la cele amenajate în curent barat, hotărîtoare este capacitatea de trecere a ecluzelor.

Pentru canalele navigabile și în special pentru unele sectoare foarte solicitate (canale de joncțiune, de legătură cu un mare port etc.) o verificare a capacității de transport este absolut necesară.

Capacitatea tehnică se determină pentru direcția de transport cea mai încărcată, presupunînd că un convoi continuu alcătuit din nave de calcul de tip maxim (convoaie, automotoare) circulă în permanență cu viteza medie tehnică corespunzătoare acestor nave [7].

Distanța minimă între două nave (distanța de securitate) depinde pe căile terestre de viteză. Pe căile navigabile interioare pe care viteza de circulație este mică ($v = 6...15$ km/h), această distanță a poate fi considerată constantă și egală cu 1,5 L (în ipoteza că distanța de frînare este egală cu lungimea navei L).

În aceste condiții, densitatea maximă a navelor pe firul de circulație este

$$D_0 = 1\,000/(L + a) = 1\,000/2{,}5\ L \text{ (nave/km)},$$

iar capacitatea maximă tehnică de transport $C = Dv_0$ (nave/oră).

Capacitatea de exploatare rezultă din densitatea maximă D_0, afectată de diferiţi coeficienţi de reducere care intervin în exploatare, precum şi de alţi factori, aşa cum se va arăta mai departe.

Dintre manevrele care influenţează densitatea, cea mai importantă este depăşirea. Aceasta se poate executa în bune condiţiuni numai dacă viteza navei în depăşire este cu cel puţin 30...40% mai mare decît viteza navei depăşite (după *Versuchanstalt für Binnenschiffbau*, Duisburg) şi numai dacă firul opus de circulaţie asigură posibilitatea încrucişării. Conform figurii 9.29, distanţa pe care se face depăşirea este :

$$S = \frac{L_1 + L_2 + a_1 + a_2}{v_1 - v_2} v_1 + L_1$$

în care :

L_1, L_2 este lungimea navei în depăşire, respectiv a celei depăşite ;
a_1, a_2 — distanţa între cele două nave înainte de depăşire, respectiv după depăşire ;
v_1, v_2 — viteza navei în depăşire, respectiv a celei depăşite, în km/h.

În cazul a două nave automotoare N_1 şi N_2 de lungimi egale $L_1 = L_2 = 80$ m, avînd vitezele $v_1 = 15$ km/h, respectiv $v_2 = 10$ km/h ; $D_0 = 5{,}0$ nave/km, $S = 1\,280$ m.

Dacă se notează cu m raportul între spaţiul necesar pentru manevra de depăşire a unei nave şi spaţiul necesar navigaţiei curente a aceleiaşi nave, în cazul analizat se obţine : $m = 1\,280 : 2 \cdot 200 = 3{,}2$; pe firul de circulaţie considerat pe 1 280 m, pot naviga 2 nave în loc de $1\,280 : 200 = 6{,}4$ nave. Se poate scrie deci : $D = \frac{1}{m} D_0$ cu m = 3,2, $D = 1{,}56$ nave/km.

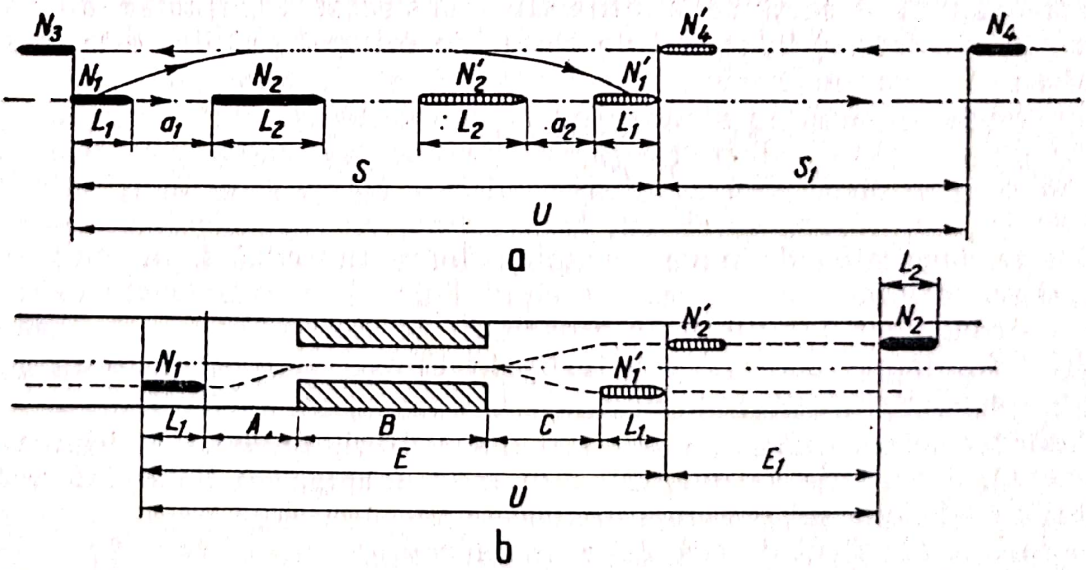


Fig. 9.29. Schema circulaţiei navelor pentru depăşire (*a*) şi pentru un sector cu cale unică (*b*).

Nava N_1 care face depășirea, interceptează însă celălalt fir de circulație. Nava N_4 care vine din sens contrar trebuie să se găsească în momentul inițial la o distanță U suficient de mare de nava N_1, astfel ca la sfîrșitul manevrei să nu o atingă ; dacă $v_1 = v_4$, $U = 2\,S$; dacă $v_1 \neq v_4$ $U = S\left(1 + \frac{V_4}{V_1}\right)$. Aceeași distanță U trebuie să se găsească și între navele N_3 și N_4 de pe firul opus de circulație.

În cazul analizat, dacă $L_1 = L_4$ și $v_1 = v_4$, $U = 2\,S$, $m = 2\,560/200 = 13$, $D = \frac{1}{m} D_0 = 5/13 = 0{,}4$ nave/km, deci o densitate de 13 ori mai mică decît în cazul circulației curente.

Din mai multe motive este posibil ca unul din cele două fire de circulație să fie ocupate, de exemplu de nave în repaus ; același lucru se poate întîmpla în curbe unde anumite unități navighează în afară de șenalul propriu.

Sectorul cu cale unică B, pe care încrucișarea de nave trebuie evitată, este precedat în amonte și aval de scurte porțiuni de racordare (A și C) pe care navele se deplasează lateral din firul propriu de circulație către axul acestui sector.

Conform figurii 9.29, *b* rezultă :

$$U = E + E_1 = E\left(1 + \frac{v_2}{v_1}\right),\quad m = U/(L + a).$$

Dacă $L_1 = L_2 = 80$ m, $a_1 = a_2 = 120$ m, $v_1 = v_2 = A = C = 80$ m

$B = 400$ m, $E = 720$ m.

$$m = \frac{2E}{L + a} = \frac{1\,440}{200} = 7{,}2 \quad D = \frac{1}{m} D_0 = \frac{1}{7{,}2} \cdot 5 = 0{,}7 \text{ nave/km}$$

Într-o anumită secțiune a canalului considerat *capacitatea de transport (de exploatare)* în sensul de circulație cel mai solicitat este dată de relația :

$$P = \frac{1}{r} \sum_{t=0}^{t=T} D\,v\,c\,Q\,t \qquad (9.4)$$

în care :

D este densitatea de nave corespunzătoare timpului t, în ore ;
Q — capacitatea de încărcare a tipului de nave considerat ;
c — coeficient de utilizare a capacității de încărcare ;
T — durata perioadei de navigație în timpul unui an în ore ;
r — coeficientul de neregularitate a fluxului de mărfuri.

Pentru celelalte manevre posibile (încrucișări, intrarea și ieșirea din cale etc.), densitățile se determină în mod analog. Cu titlul informativ, valorile coeficientului m sînt următoarele :

— ieșirea din firul de circulație, revenirea $m = 8$;
— acostarea, plecarea $m = 3$;
— încrucișarea $m = 2$.

Scanned with OKEN Scanner

Numărul de nave care trece printr-o secțiune a căii navigabile în unitatea de timp este dat de relația $N = Dv$. Pentru automotoare și pentru un canal navigabil cu două fire de circulație și un coeficient $m = 7$, se poate admite o viteză medie $v = 10$ km/h ; pentru convoaie $v = 6...8$ km/h.

Capacitatea optim economică se determină ținînd seama de :

— costul investițiilor și exploatării infrastructurii ;

— costul investițiilor și exploatării parcului fluvial.

Costul transportului, kN/km (tf/km), variază în raport invers cu volumul traficului, însă în zona unui maxim al acestuia la care încep să apară fenomene de congestionare, el începe să crească.

Capacitatea de transport optim economică corespunde acestui maxim.

Durata de navigație T influențează în mod substanțial capacitatea de transport. Lacurile și canalele navigabile sînt mai expuse înghețului decît rîurile. La aprecierea duratei de navigație trebuie ținut seama că aceasta poate fi prelungită prin :

— utilizarea spărgătoarelor de gheață ;

— împiedicarea formării gheții și barajelor de gheață prin producerea unor curenți de apă puternici prin stăvilare, ecluze etc. ;

— utilizarea căldurii din straturile inferioare de apă pentru încălzirea celor superioare. În multe țări s-a utilizat în acest scop cu succes aerul comprimat (canale cu debite reduse) ;

— recuperarea căldurii apelor industriale deversate ;

— răspîndirea pe suprafața apei a unui produs care contribuie la formarea unei gheți cristaline, puțin compacte.

Trebuie observat că deșeurile organice au o acțiune triplă : termodinamică, fizică și mecanică (degajă căldura prin reacții exotermice, coboară temperatura de îngheț și transportă căldura pe care o absorb în apropierea fundului, pentru a o abandona la suprafață).

La ecluze, înghețul poate fi evitat prin curenți de apă favorizați eventual și de vînturile dominante, prin valurile produse de elicele unui remorcher, prin scoaterea sloiurilor cu ajutorul unor macarale cu benă, prin căptușirea porților pe ambele fețe, prin îndepărtarea pieselor de protecție a bajoaierelor care favoirzează prinderea gheții, prin dimensionarea mai largă a nișei porții și camerei sasului, prin instalarea unor mecanisme mai robuste pentru mișcarea porților, vanelor de alimentare etc.

Așa cum arată rapoartele germane și belgiene prezentate la cel de-al XIX-lea Congres de Navigație, cu mijloacele arătate, în perioada 1940... 1945, toate canalele din aceste țări au putut fi utilizate în tot timpul anului fără nici o restricție.

În ce privește navigația de noapte, chiar cu utilizarea mijloacelor moderne, randamentul rămîne foarte scăzut și pericolul abordajelor destul de mare. Nu se recomandă o medie de navigație peste 14...16 ore/zi.

Scanned with OKEN Scanner

Capitolul 10

CĂI NAVIGABILE ÎN EUROPA

10.1. SISTEMUL EUROPEAN DE CĂI NAVIGABILE

Căile navigabile interioare din Europa se pot grupa în trei sisteme importante. Primul sistem cuprinde toate marile fluvii din nord-vestul Europei care se varsă în Marea Nordului și Marea Baltică : Sena, Rinul, Ems, Weser, Elba și Oderul (fig. 10.1.). Cu un traseu mai mult sau mai puțin paralel cu direcția N-S, aceste fluvii sînt legate între ele printr-o suită de canale care formează o mare transversală est-vest. Dintre acestea trebuie remarcat în primul rînd canalul german de mijloc (Mittelandkanal), dotat cu importante construcții și instalații de navigație (ascensoare de nave, poduri canal etc.).

Al doilea sistem, al Dunării, grupează căile navigabile din cele opt state pe care fluviul le străbate (Tisa, Sava, Bega, Prutul etc.).

Al treilea sistem cuprinde marile fluvii din partea europeană a U.R.S.S. : Volga, Donul, Neva și Dvina (fig. 10.2). Canalele navigabile Volga-Don, Oka-Moscova-Volga, precum și rețeaua de canale din nord care asigură legătura între aceste fluvii și cele patru mări de bordură : Marea Balaică, Marea Albă, Marea Neagră, Marea Caspică.

Cele trei sisteme sînt însă izolate ; o comunicație directă pentru navigația de mare tonaj este prevăzută totuși după 1980 între sistemul de nord-vest și cel al Dunării, prin darea în exploatare a canalului Rin-Main-Dunăre, actualmente în curs de modernizare (fig. 10.3). O altă legătură, deocamdată numai în studiu, va fi realizată de canalul Oder-Elba-Dunăre.

Deosebit de importantă este și legătura de mare trafic a sistemului de nord-vest cu Marea Mediterană prin magistrala franceză Sena-Rhône și cu Oceanul Atlantic prin fluviul Garona și canalul „du Midi". În acest fel, navele țărilor din centrul și vestul Europei, prin vasta rețea de căi navigabile interioare pot face transporturi din Marea Baltică și Marea Nordului pînă în Marea Mediterană și Oceanul Atlantic.

Caracteristicile căilor navigabile care alcătuiesc cele trei mari sisteme europene precum și a navelor în circulație prezintă deosebiri importante, datorită izolării și condițiilor diferite în care s-a dezvoltat navigația. Pe sistemul de nord-vest și cel al Dunării (rîuri canalizate și canale navigabile) se va generaliza în curînd, ca urmare a legării lor

Scanned with OKEN Scanner

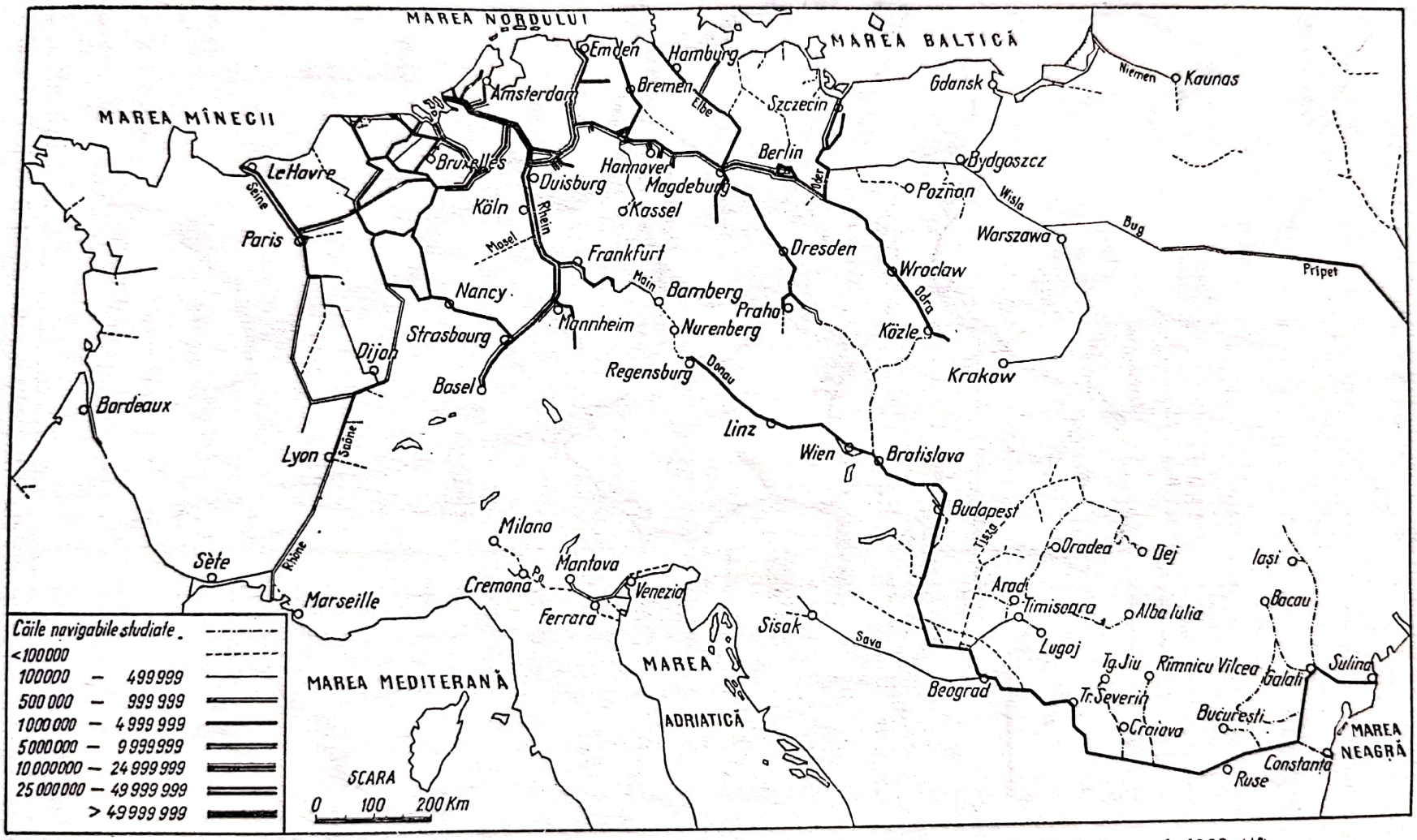


Fig. 10. 1. Sistemul de căi navigabile din nord-vestul Europei și sistemul dunărean traficul în anul 1968 (tf).

Scanned with OKEN Scanner

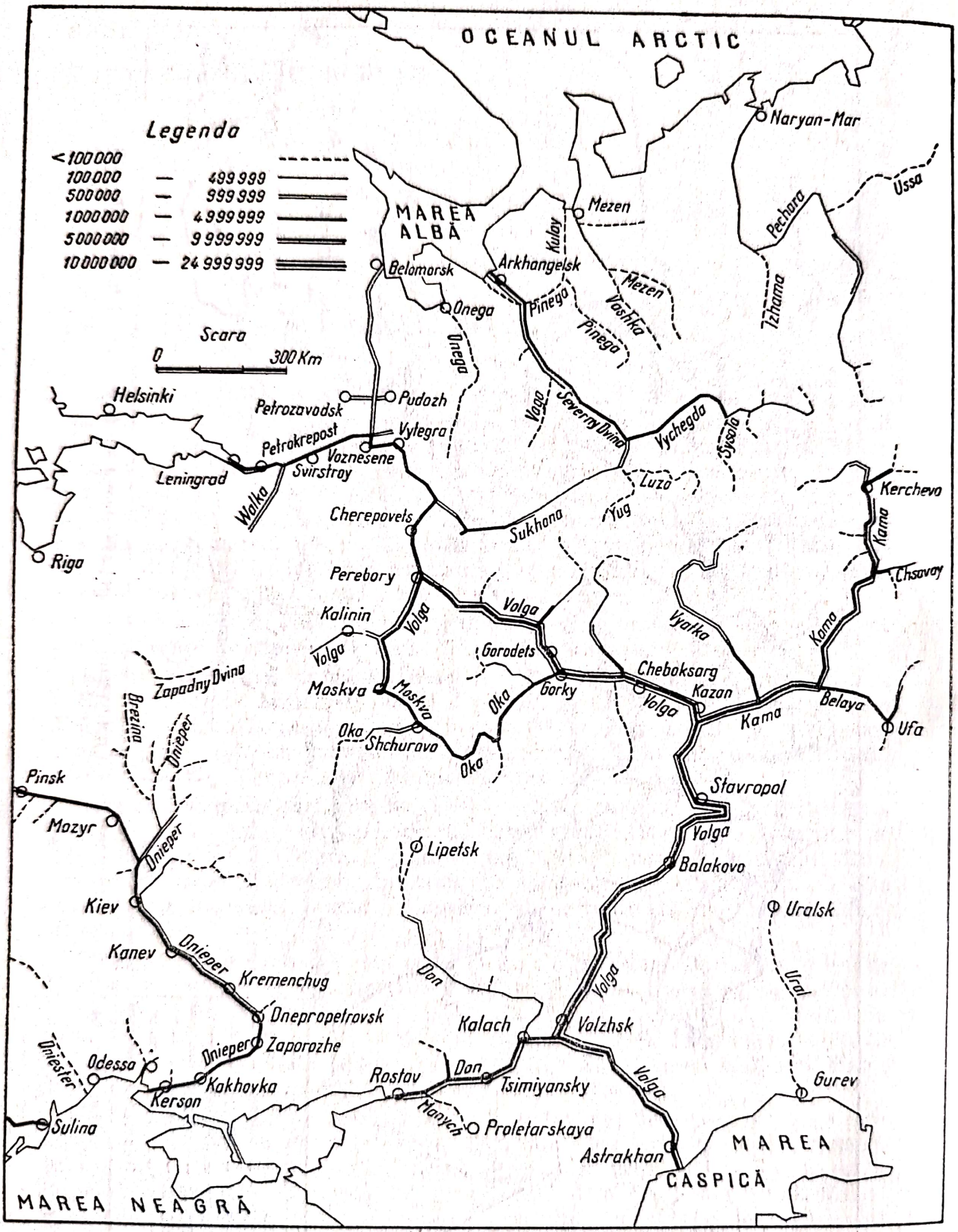


Fig. 10.2. Sistemul de căi navigabile din U.R.S.S. (zona europeană) şi traficul în anul 1968 (tf).

Scanned with OKEN Scanner

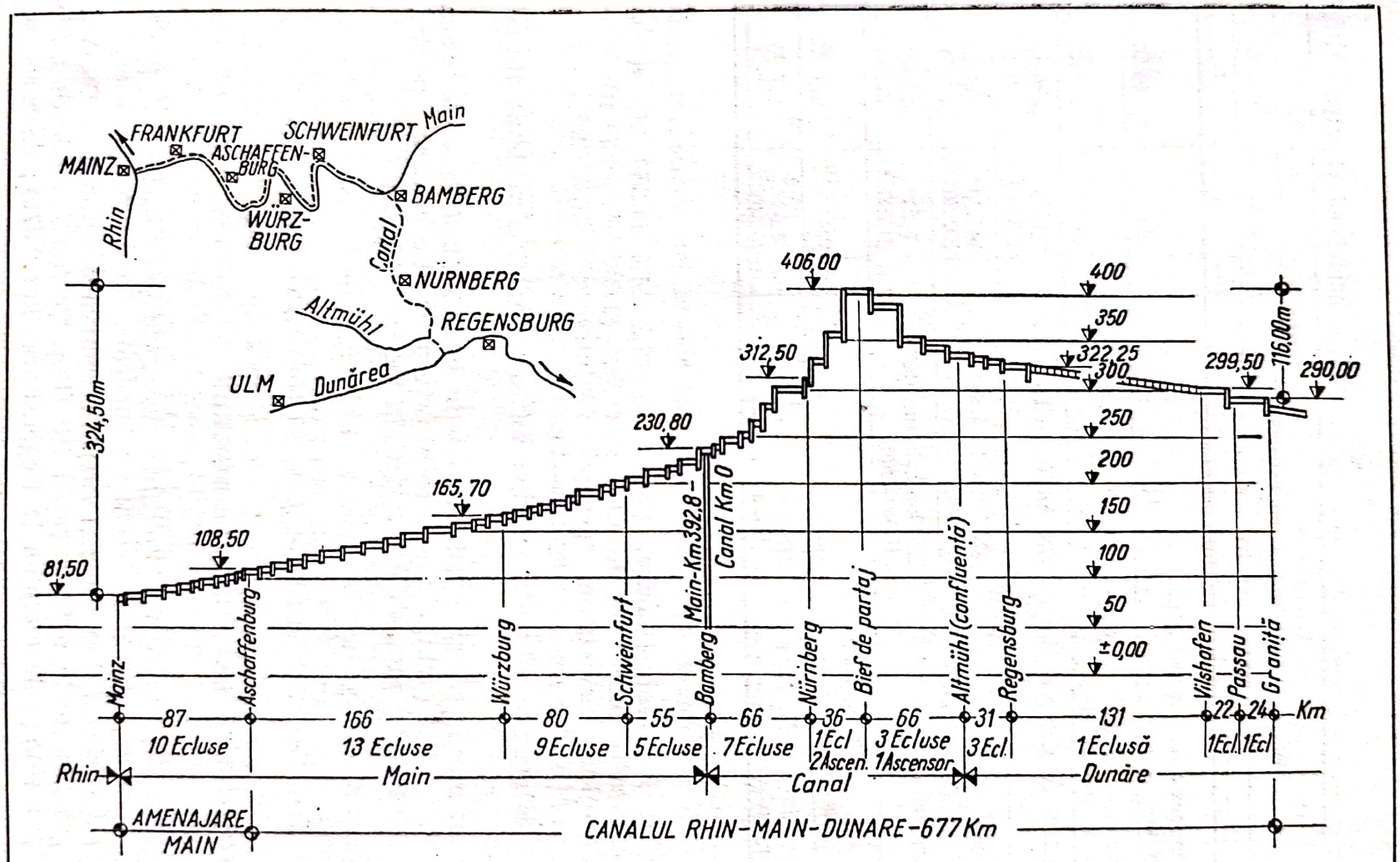


Fig. 10.3. Canalul Rin-Main-Dunăre și amenajarea în curent barat a rîului Main:
a — plan de situație; *b* — profil în lung.

Indicii principali ai rețelei căilor

Nr. crt.	Indicele	Unitatea de măsură	ȚĂRI	
			U.R.S.S.	S.U.A.
1	2	3	4	5
1	Lungimea rețelei de căi navigabile	mii km	132	40,60
2	Lungimea specifică a rețelei de căi navigabile	km cale/1000 km² teritoriu	6	4,6
3	Volumul de transport anual	GN (milioane tf)	1715,00 (175,00)	4610,00 (470,00)
4	Traficul anual	TN km (miliarde tf km)	981,00* (100,00)	238,00 (242,5)
5	Intensitatea traficului	GN km/cale (milioane tf km/cale)	7,46* (0,760)*	58,50 (5,98)
6	Distanța medie de transport în rețea	km	575*	523
7	Intensitatea trafic raportată la populație	MN km/locuitor (mii tf km/locuitor)	4,91 (0,50)	117,90 (1,2)

* Zonă europeană.

prin canalul Rin-Main-Dunăre, șlepul de 13,2 MN (1 350 tf) și pe unele artere principale cel de 19,6...29,4 MN (2 000 tf...3 000 tf). Pe rețeaua sovietică, reconstruită aproape în întregime după 1930, este admisă circulația șlepului de 39,2 MN (4 000 tf).

Convoaiele împinse pe toate cele trei sisteme, capătă o utilizare din ce în ce mai mare.

Traficul pe marile căi navigabile europene, în anul 1968, se poate vedea în figura 10.1 și 10.2 (tonajul anual trecut prin punctul considerat); pe țări, caracteristicile căilor navigabile sînt date în tabelul 10.1 [22]).

10.2. FLUVIUL DUNĂREA ȘI CALEA EI NAVIGABILĂ

10.2.1. CONDIȚIILE DE NAVIGAȚIE PE DUNĂRE

Din punctul de vedere al condițiilor de navigație, Dunărea se poate împărți în trei sectoare caracteristice : superior, de mijloc, inferior.

Dunărea superioară (km 2 588...1 791). Extremitatea amonte a Dunării navigabile se găsește în dreptul localității Ulm. De fapt, navele de mare tonaj nu pot ajunge de cît pînă la Regensburg (km 2 379) ; de aceea se

Tabelul 10.1

navigabile pentru cîteva ţări în anul 1968

	TĂRI					
Franţa	Olanda	R.F.G.	R.P.P.	R.S.F.J.	Italia	R.S.R.
6	7	8	9	10	11	12
8,00	6,80	4,70	4,60	2,30	2,10	1,5
24	209	17	15	1,00	7	6,3
955,00 (97,63)	432,00 (44,06)	1220,00 (124,60)	62,20 (6,35)	89,80 (9,14)	24,30 (2,48)	35,30 (3,60)
127,00 (12,96)	44,90 (4,57)	279,00 (28,50)	18,45 (1,88)	27,63 (2,826)	0,706 (0,072)	12,75 (1,30)
15,90 (1,620)	6,57 (0,67)	59,40 (6,050)	4,02 (0,410)	12,10 (1,230)	0,334 (0,034)	8,42 (0,860)
133	104	229	298	310	30	360
2,55 (0,26)	3,53 (0,36)	4,82 (0,49)	0,58 (0,06)	1,37 (0,14)	0,49 (0,05)	0,58 (0,06)

consideră că de aci începe în mod practic navigaţia internaţională pe Dunăre.

Pentru îmbunătăţirea condiţiilor de navigaţie pe acest sector s-au construit amenajările hidroenergetice şi de navigaţie de la Kachlet (km 2 230), Jochenstein (km 2 203), Aschach (km 2 126) şi Ybbs-Persenbeug (km 2 060). Cu toate acestea, condiţiile de navigaţie pe acest sector sînt încă destul de dificile.

Dunărea mijlocie (km 1 791...931). La capătul aval al acestui sector între Moldova-Veche şi Turnu Severin, 117 km, condiţiile de navigaţie s-au îmbunătăţit foarte mult în urma construcţiei sistemului energetic şi de navigaţie de la Porţile de Fier. Supraînălţarea la baraj de 19,2... ...34,0 m acoperă prin remuul său întreg sectorul pînă la Moldova Veche, şi creează condiţii optime pentru navigaţie. Adîncimea navigabilă minimă asigurată la pragul ecluzelor este de 4,5 m.

Dunărea de jos (931 km). Albia şi regimul curgerii pe Dunărea de jos au un caracter tipic de cîmpie. Lăţimea maximă a albiei majore este de 28 km (aval de Hîrşova), lăţimea minimă de 3...4 km în apropiere de Sviştov şi Giurgiu. Lăţimea albiei minore este de 800...900 m cu excepţia sectorului Silistra-Brăila unde variază între 400...560 m [20].

Pe Dunărea de jos nu s-au executat lucrări de regularizare. Ca urmare, în multe sectoare, albia este nestabilă şi adîncimile variabile. În anul 1961, unul din anii cei mai defavorabili pentru navigaţie din ultimul

deceniu, adîncimile la etiaj între Turnu Severin și Silistra au fost numai de 1,7 m, iar între Silistra și Brăila 2,1 m. Pentru întreținerea adîncimilor navigabile (2,0...2,5 m) se execută în fiecare an un mare volum de dragaje. Cele mai defavorabile praguri sînt cele situate între Călărași și Hîrșova (Turcescu, Karagheorghe, Fermecata, Fasolele).

Pe sectorul Brăila-Sulina, cunoscut sub denumirea de *Dunărea maritimă*, adîncimea navigabilă este limitată la 24" (7,20 m) de bara de la Sulina.

Vitezele medii ale curentului pe Dunărea de jos la ape mici variază între 1,7...2,9 km/h.

O îmbunătățire substanțială a condițiilor de navigație pe Dunărea de jos va rezulta prin construirea amenajărilor hidroenergetice și de navigație proiectate în sectorul Gruia-Panciovo, Turnu Măgurele-Nicopol, Cernavoda.

Gabarite recomandate. Pentru etapa de perspectivă, Comisia Dunării a recomandat următoarele adîncimi navigabile minime :

— sectorul Regensburg-Viena, 2,8 m pe șenalul navigabil și 4,00 m la pragul ecluzelor ;

— sectorul Viena-Brăila, 3,5 m pe șenalul navigabil și 4,5 m la pragul ecluzelor.

Lățimile minime ale șenalului variază de la 100 m pe sectorul Regensburg-confluența cu Inul, la 150 m pe sectorul aval pînă la Gönyü și 200 m pînă la ceatalul Ismail (vîrful deltei), cu excepția sectorului Porților de Fier.

Razele de curbură minime recomandate în aval de Devin sînt de 1 000 m.

10.2.2. DELTA DUNĂRII, IEȘIREA LA MARE

Caracteristici fizico-geografice. Dunărea se varsă în Marea Neagră prin trei brațe principale : Chilia, Sulina și Sf. Gheorghe. Suprafața deltei, cuprinsă între brațele extreme Chilia și Sf. Gheorghe (inclusiv complexul lacustru al lacului Razelm), este de 5 050 km^2.

La ceatalul Ismail care poate fi considerat punctul de origine al deltei în forma sa actuală, Dunărea se desparte în două brațe : Chilia și Tulcea. Brațul Chilia formează în zona de vărsare o deltă secundară. Brațul Tulcea se desparte la rîndul lui, la 17 km în aval de ceatalul Ismail, în brațele Sulina și Sf. Gheorghe, cu un traseu foarte sinuos.

Ieșirea la mare. Gura și brațul Sulina, principala cale de acces din Dunăre în mare, asigură satăzi pe întregul său traseu, lung de 62,6 km (34 mile), navigația navelor maritime cu un pescaj de 7,0 m și un tonaj de cca 58,8 MN (6 000 tf). Pe fluviu, aceste nave pot pătrunde pînă în portul Brăila. Sectorul Sulina-Brăila (170 km) constituie sectorul *Dunării maritime*.

Datorită depunerii materialului solid transportat de apele fluviale, în fața gurii de vărsare a brațului Sulina se formează un mare banc de

Scanned with OKEN Scanner

nisip cunoscut sub denumirea de *bară*. Aceasta limitează adîncimile navigabile la 24 picioare (circa 7,20 m) [2].

Gura de vărsare a brațului Sulina amenințată cu împotmolire de propriile sale aluviuni este influențată și de aportul solid al deltei secundare a brațului Chilia, în special a brațului Stari-Stambul. Acesta se varsă puțin mai la nord în micul golf Mosura, actualmente aproape complet împotmolit.

Un slab curent litoral de suprafață cu direcția *N-S*, precum și vînturile dominante de mare intensitate cu direcția *N-E* și *E* au contribuit la formarea unui mare banc de nisip la sudul gurii de intrare, care amenință de asemenea accesul în fluviu.

În jurul anului 1850, adîcimea la gura brațului Sulina, singura practicabilă pentru navigație, era de numai 9 picioare (2,74 m) ; în aceeași perioadă adîncimea gurilor brațului Chilia (brațul Oceacov) nu depășea 6 picioare (1,83 m).

Lucrările executate pentru îmbunătățirea condițiilor de navigație pe brațul Sulina au constat, pînă în prezent în principal, din următoarele :

— execuția a două diguri paralele care să prelungească în mare șenalul navigabil al brațului Sulina pînă la adîncimile necesare ;

— rectificarea traseului (tăierea coturilor), adîncirea și calibrarea secțiunilor brațului Sulina (scurtarea traseului de la 83,8 km la 62,6 km, deci cu circa 25%) ;

— dragaje pentru întreținerea adîncimilor navigabile, pe braț și la gura de vărsare.

Rectificarea traseului (1858...1902) nu a ridicat probleme speciale decît sub aspectul volumului de terasamente (circa 25 milioane m^3). În schimb, consecințele au fost cu totul neprevăzute. Debitele lichide ale brațului Sulina, datorită scurtării, s-au dublat (au crescut de la 7% la 16%). Desigur, într-o proporție asemănătoare au crescut și debitele solide și deci și dificultățile de întreținere a adîncimilor la gura de vărsare.

Execuția digurilor paralele a început în 1858. Rezultatele obținute au fost, în prima etapă, excepționale. În ziua inaugurării lucrărilor (3 septembrie 1861), digul de nord avea o lungime de 1 412 m, cel de sud cu 200 m mai puțin ; adîncimea la bară ajunsese la 17 1/2 picioare (5,33 m), dublul adîncimii existente la începerea lucrărilor și cu 2 picioare mai mult, decît cele proiectate. Acest prim succes a avut ca urmare transformarea lucrărilor concepute inițial ca lucrări provizorii în lucrări cu caracter permanent, iar soluția ieșirii la mare prin gura Sulina a fost considerată încă mulți ani ca o soluție definitivă.

Este interesant de subliniat că datorită situației favorabile a adîncimilor, lucrările de dragaj pe canal și la gură au început de abia în 1894, cînd se achiziționează în prima dragă porteuză (36 ani de la începerea construcției digurilor paralele). Prin intrarea în funcțiune a acestei drăgi în 1896 se realizează pentru prima oară adîncimea de 24 picioare de astăzi.

Scanned with OKEN Scanner

Dificultățile nu întîrzie să se arate însă. Datorită creșterii bancului de sud și a înnisipării golfului Mosura (la nordul gurii de intrare), datorită aportului considerabil de aluviuni al brațului Strai-Stambul din delta secundară a Chiliei care transportă un debit lichid de două ori mai mare decît brațul Sulina, adîncimile naturale la bară scad, în unii ani în proporție îngrijorătoare ; ca urmare, volumul lucrărilor crește considerabil. Lungimea digurilor executate a atins în 1973 aproape 8 km, iar volumul dragat aproape 50 milioane m^3 (fig. 10.4 și 10.5). Ritmul maxim al lucrărilor a fost atins în perioada 1922...1930, cu o medie de 300 m de dig și 954 000 m^3 dragaje pe an (maximum în 1925 cu 2,15 milioane m^3).

Volumele dragate în perioada 1943...1973 au reprezentat o medie de 600 000 m^3/an cu un maximum de 1 320 mil m^3 în 1963. Pentru aceeași perioadă înaintarea digurilor realizează o medie de cca 100 m/an. Adîncimile la bară, cu tot acest mare volum de lucrări executate, nu pot fi menținute la 24 picioare în toată perioada navigabilă.

Această situație, precum și necesitatea majorării gabaritului de navigație astfel ca să se asigure accesul permanent pe gura Sulina și pe Dunăre pînă la Brăila a navelor cu pescaje pînă la 9 m și lungimi de peste 160 m, au reactualizat cu deosebită acuitate și urgență problema îmbunătățirii ieșirii la mare și a condițiilor de navigație pe sectorul maritim al Dunării.

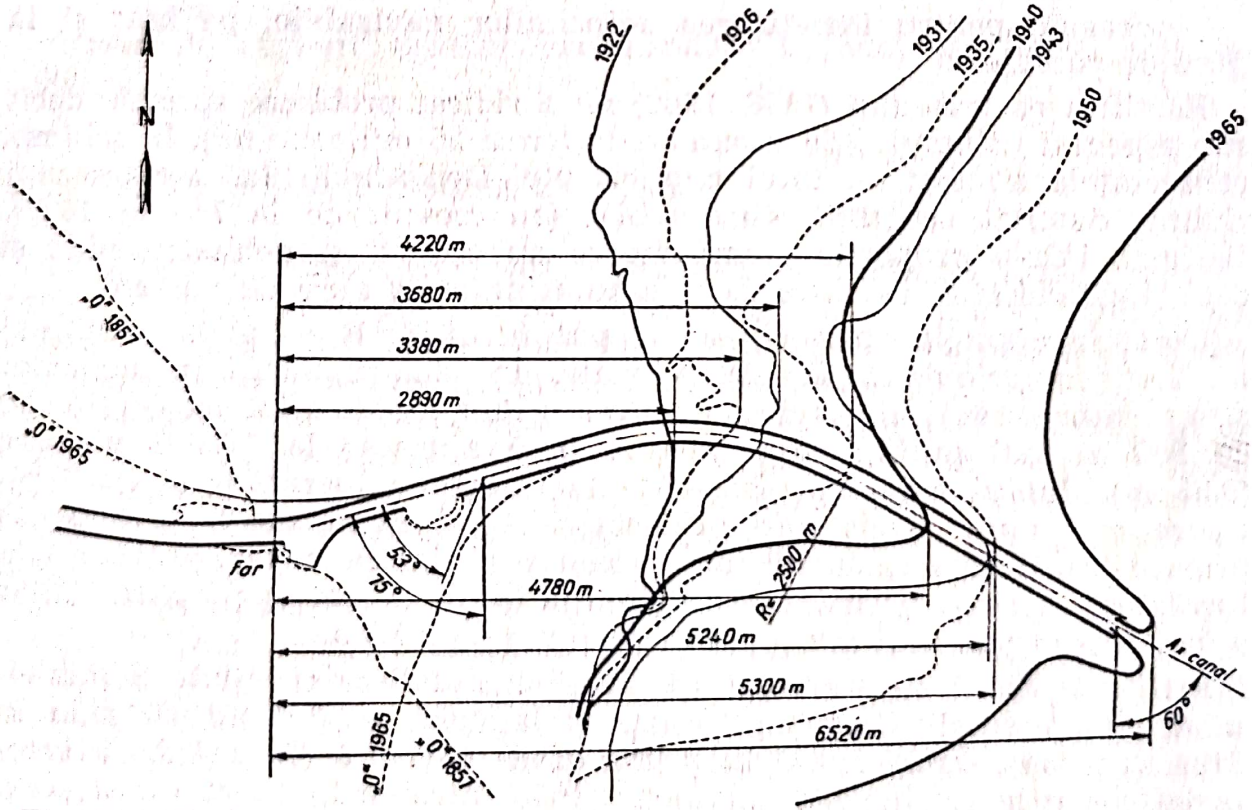


Fig. 10.4. Evoluția curbelor batimetrice de 24′ (7,32 m) la gura Sulina în intervalul 1922... 1965.

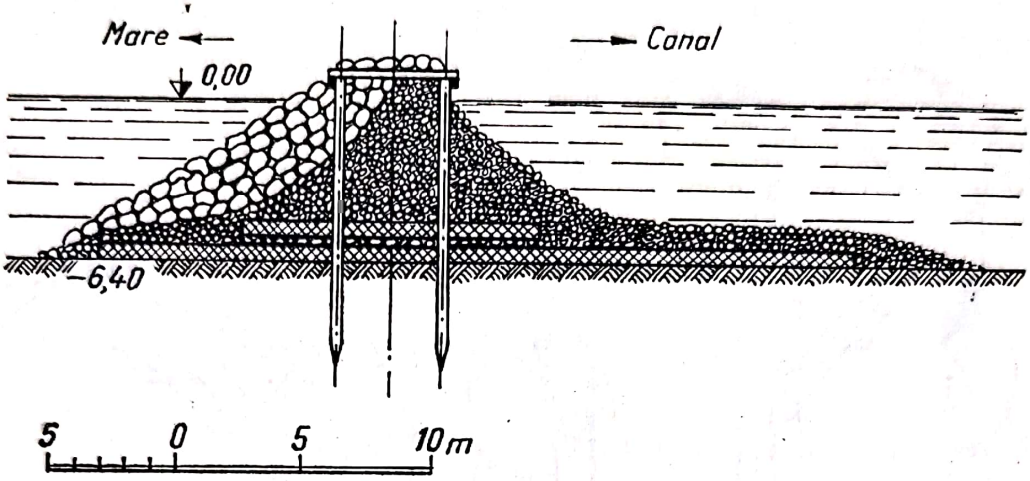


Fig. 10.5. Secțiune transversală prin digul de nord (tipul vechi).

Studii și cercetări în acest scop au fost făcute încă de mulți ani în urmă.

În ultimul timp, s-a realizat un vast program de studii de teren în zona gurilor de vărsare ale Dunării în mare și s-au efectuat numeroase studii și cercetări pe model pentru îmbunătățirea condițiilor de navigație la ieșirea în mare și pe sectorul Dunării maritime.

Dintre problemele noi abordate poate fi menționată în deosebi acțiunea penei de apă sărată. Pătrunderea acesteia pe fluviu se manifestă în special la debite mici și mijlocii ; la ape mari ea este împinsă departe în mare. Pana de apă sărată, interceptînd curentul fluvial, provoacă în vîrful și pe conturul ei depunerea materialului solid (în special al celui tîrît). Bancurile care se formează au însă un caracter temporar ; prin cunoașterea zonelor de deplasare și duratelor penei de apă sărată, se pot obține elemente asupra limitelor și volumelor de înnisipare.

În urma cercetărilor făcute s-a putut de asemenea stabili că pe timp liniștit, pana de apă sărată pătrunde pe gura brațului Sulina, cînd cota apelor la Tulcea scade sub +2,20 m.

Numeroasele soluții care s-au propus pînă în prezent pot fi rezumate în următoarele (fig. 10.4...10.6).

a) Utilizarea în continuare a brațului Sulina pentru accesul navelor maritime de mare tonaj, cu unele lucrări de îmbunătățire cum ar fi : schimbarea orientării digurilor de la gura de intrare spre est (pentru a se îndepărta ieșirea de marele banc de nisip de la sud), îngustarea gurii de intrare (pentru mărirea vitezelor și forțelor de antrenare), lărgirea gurii de intrare (pentru a se crea condiții mai bune de dragaj), impermeabilizarea digurilor prin care actualmente se pierde cca 20% din debit (pentru sporirea vitezelor la gură), instalarea unor lucrări locale pentru activarea circulației transversale, descărcarea parțială a debitelor brațului Sulina prin breșe practicate în diguri (pentru diminuarea proporțională și a debitelor solide la gură etc., fig. 10.6).

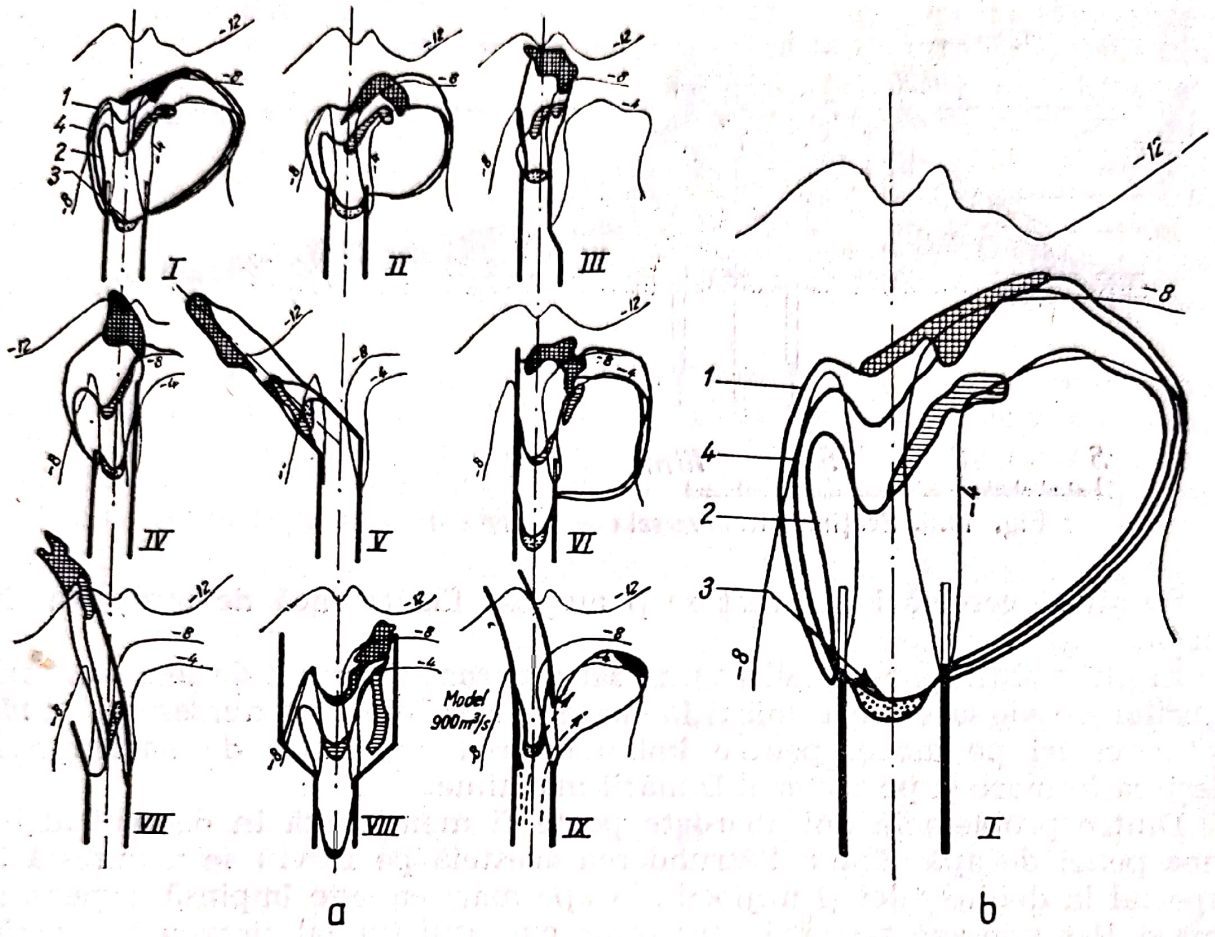


Fig. 10.6. Diferite scheme pentru îmbunătățirea ieșirii la mare, axate pe ideea unor amenajări locale numai în zona capului digurilor (studii de laborator efectuate de I.S.C.H.):

a — schemele studiate cu conturul panei de apă marină și a zonelor de depuneri; *b* — detaliul soluției I (situația existentă).

1 — conturul panei de apă marină pentru $Q = 1\,800$ m³/s; *2* — pentru $Q = 1\,260$ m³/s; *3* — pentru $Q = 840$ m³/s; *4* — conturul înregistrat în natură pentru $Q = 1\,400$ m³/s.

În paralel ar urma să se execute o serie de lucrări (epiuri, diguri de dirijare) și la punctul de ramificație a brațului Sulina (ceatalul Sf. Gheorghe), în scopul realizării unei repartizări mai favorabile a debitelor lichide și solide între brațele Sulina și Sf. Gheorghe.

b) Executarea unui canal de legătură cu marea (soluția C.E.D., I. Vardala) care se ramifică din brațul Sulina puțin în amonte de orașul Sulina; navigația maritimă de mare tonaj ar urma să se facă pe această derivație a cărei gură situată mai spre sud și apărată de digurile deja executate, ar fi ferită de acțiunea de înnisipare a deltei secundare a Chiliei. Accesul aluviunilor pe derivație poate fi oprit printr-o poartă de închidere (ecluză) amplasată la capătul amonte al acesteia. Canalul de derivație ar avea lungimi între 4...20 km, după cum noua gură de acces va fi mai aproape sau mai puțin aproape de actuala gură Sulina.

c) Transformarea brațului Sulina într-un canal maritim prin construcția unei ecluze la capătul său amonte, la ceatalul Sf. Gheorghe (soluția

Gr. Vasilescu) ; gura Sulinei eliberată de acțiunea propriilor sale aluviuni va suferi însă în continuare influența nefavorabilă a deltei secundare Chilia. Aceasta poate fi evitată prin construcția canalului de derivație de care s-a vorbit mai sus. Soluția implică însă o substanțială redistribuire a debitelor Dunării numai între brațele Chilia și Sf. Gheorghe, precum și o modificare importantă a regimului și salinității apelor subterane.

Închiderea brațului Sulina printr-o ecluză se poate face și spre capătul său aval. În acest caz, sînt de așteptat însă împotmoliri masive pe brat în amonte de ecluză.

d) Construcția unui complex hidrotehnic baraj-ecluză-centrală hidroelectrică în sectorul Tulcea-Ismail va avea ca urmare importante redistribuiri și modificări ale curgerii lichide și solide, care pot fi folosite și pentru îmbunătățirea condițiilor de navigație pe Dunărea maritimă și la ieșirea în mare.

e) Trecerea navigației maritime de mare tonaj pe brațul Sf. Gheorghe (soluția Gh. Popescu) ; lucrările cele mai importante în această soluție sînt lucrările de rectificare ale traseului (scurtarea lungimii actuale a brațului de 106,5 km cu circa 1/3) care vor putea avea însă importante consecințe asupra repartiției debitelor lichide și solide. O creștere substanțială a acestora va produce împotmoliri la gura de vărsare, care deși situată în afara influenței deltei secundare a Chiliei și gurii Sulina, deși puternic spălată de curentul litoral de suprafață N—S, poate să reproducă — eventual la scară și mai mare — fenomenele de înnisipare de la gura Sulinei.

Desigur, o intervenție prin lucrări adecvate în repartiția debitelor lichide și solide între brațul Sf. Gheorghe și brațele Sulina și Chilia, poate îmbunătăți în mare măsură situația.

Cu toată situația relativ favorabilă existentă la gura de vărsare în mare, aci vor trebui executate diguri paralele și dragaje, ca și la gura Sulinei, însă desigur cu un volum mult mai redus.

În variantă, eșirea la mare ar putea fi asigurată printr-un scurt canal de derivație (circa 10 km) închis cu o poartă (ecluză).

f) Trecerea navigației maritime de mare tonaj pe brațul Sf. Gheorghe pînă în zona orașului Mahmudia, apoi pe un canal navigabil (circa 24 km) care traversează lacul Razelm și debușează în mare la gura Portiței.

Se evită astfel sectorul meandrat al brațului Sf. Gheorghe, iar accesul în mare se face mult mai la sud, într-o zonă cu adîncimi mult mai stabile. Canalul ar putea fi închis cu o poartă (ecluză).

Pe lîngă un cost ridicat, soluția presupune pierderea importantei zone piscicole Razelm.

În variantă, canalul navigabil derivat din apropierea orașului Mahmudia ar putea debușa în mare mult mai la sud, aproape de Midia (lungimea circa 84 km).

Scanned with OKEN Scanner

g) Trecerea navigației maritime de mare tonaj pe brațul Chilia, ieșirea la mare fiind asigurată fie printr-un canal de derivație de 12 km lungime de la Vîlcov la golful Gibrieni, fie prin brațul Oceacov al deltei secundare Chilia și amenajarea gurii Potapov.

Ambele soluții necesită însă lucrări și cheltuieli de întreținere foarte mari, cu rezultate destul de nesigure.

Scanned with OKEN Scanner

Capitolul II

ECLUZE NAVIGABILE

11.1. CARACTERISTICILE ŞI FUNCŢIONAREA ECLUZEI

11.1.1. ALCĂTUIRE, TIPURI, DIMENSIUNI

Ecluzele navigabile sînt construcţii hidrotehnice care realizează legătura între două biefuri ale unui canal navigabil sau ale unui curs de apă amenajat, permiţînd trecerea navelor dintr-un bief în altul prin intermediul unei camere cu nivel variabil, numită sas. Ecluzele mai pot fi utilizate temporar pentru trecerea debitelor rîului în timpul construcţiei celorlalte elemente ale amenajării (baraj, centrală hidroelectrică), precum şi pentru evacuarea debitelor apelor de viitură de frecvenţă mică.

Se crede că prima ecluză cu sas a fost construită în 1439 la Viarenna (în apropiere de Milan); primele schiţe de ecluze care s-au păstrat datează din 1497 şi sînt datorite lui Leonardo da Vinci. În Rusia, primele ecluze au fost proiectate în timpul lui Petru I pentru legătura Volga-Don. La început, ecluzele aveau în plan forma unui butoi, ajungîndu-se treptat la forma dreptunghiulară actuală.

Părţile principale ale unei ecluze navigabile sînt *camera ecluzei (sasul)*, *capetele ecluzei* şi *porturile de aşteptare* (fig. 11.1) Sasul este mărginit lateral de două ziduri numite *bajoaiere*, unite de obicei la partea inferioară printr-un radier. Capetele adăpostesc porţile şi dispozitivele de alimentare. Porţile de tip curent (porţile bruscate) se deschid, rotindu-se în jurul unui ax vertical şi transmit o parte din împingerea apei unui prag al radierului, amenajat şi consolidat în mod special, numit busc. La capătul amonte al ecluzei, radierul prezintă un zid de cădere, prin care se realizează o rupere a liniei fundului canalului, corespunzătoare treptei de cădere de la suprafaţa apei. În acest fel, cele două porţi se deosebesc ca înălţime, cea amonte fiind mai puţin înaltă. Cînd căderea este mică sau cînd relieful terenului nu permite, ecluza se construieşte fără zid de cădere, porţile amonte şi aval fiind egale ca înălţime. Capetele ecluzei mai conţin nişele porţilor, aparatele de manevră ale acestora, nişele batardourilor de reparaţie etc. Sasul este pus în legătură cu biefurile amonte şi aval prin ridicarea sau coborîrea porţilor sau prin intermediul unor galerii de alimentare situate în capete, în bajoaiere sau în radier. Navele care aşteaptă să fie ecluzate staţionează în porturile de aşteptare.

Scanned with OKEN Scanner

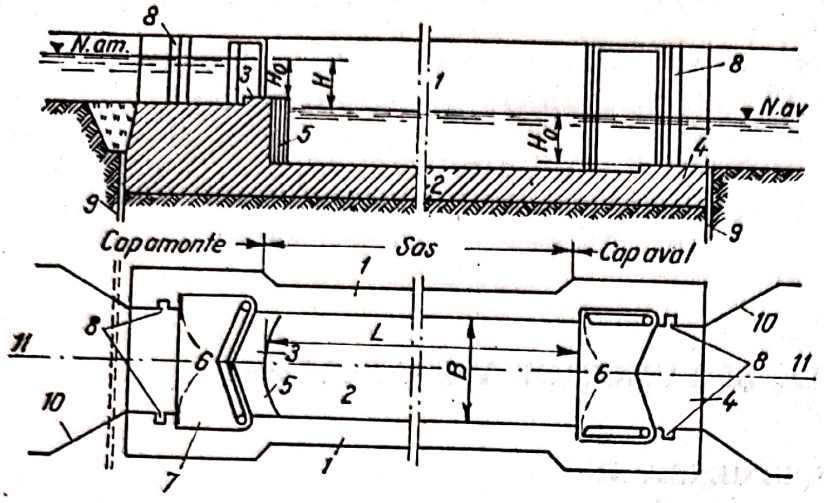


Fig. 11.1. Schema unei ecluze: *1* — bajoaier; *2* — radierul sasului; *3* — busc amonte; *4* — busc aval; *5* — zid de cădere; *6* — camera porții; *7* — nișa porții; *8* — nișă pentru batardouri; *9* — perete de palplanșe; *10* — estacadă de ghidaj; *11* — port de așteptare.

Trecerea unei nave prin ecluză (ecluzarea) constă din următoarele operații (la ecluzarea spre aval) : umplerea sasului la nivelul biefului amonte, deschiderea porților amonte, introducerea navei în sas, închiderea porților amonte, coborîrea nivelului apei din sas (deci implicit și a navei) la nivelul biefului aval, deschiderea porților aval, ieșirea navei spre bieful aval. Ecluzarea spre amonte este asemănătoare.

Amplasamentul optim al ecluzei, în raport cu celelalte lucrări ale nodului : descărcători de ape mari, centrală, priză etc. a fost analizat în capitolele anterioare. Amplasamentul ales trebuie să asigure un unghi de cel mult 10°...15° între direcția curentului în rîu și axul șenalului navigabil la intrarea și ieșirea din porturile de așteptare. Viteza apei în aceste puncte nu trebuie să depășească pe cea admisibilă pentru navigație conform normelor, deoarece în caz contrar vasele pot fi izbite de estacadele portului de așteptare sau pot fi chiar antrenate spre stăvilar sau centrală. Pe canalele navigabile, ecluzele se amplasează în vecinătatea punctelor unde relieful prezintă o treaptă de cădere (deci spre extremitatea teraselor). În acest caz și în general pentru toate ecluzele de mare cădere, caracteristicile geologice și geotehnice ale terenului de fundație prezintă o mare importanță în special în ceea ce privește alunecările și tastările [9].

Căderea unei ecluze, reprezentînd diferența maximă între nivelurile amonte și aval, depinde de cea a întregii amenajări. La canalele navigabile, căderea se alege în conformitate cu cerințele constructive și de exploatare. Ecluzele pot fi de cădere joasă (eventual fără zid de cădere) cu $H < (15...20)$ m și de mare cădere, cu $H > 15...20)$ m.

Istoria dezvoltării ecluzelor arată tendința continuă de sporire a căderii; în prezent, ecluzele de pe canalele navigabile au în mod curent căderi de 9...15 m. Diferențele de nivel mari, concentrate într-un singur punct, sînt trecute prin ecluzele în serie, adoptate în special pe canale (fig. 11.2), prin ecluzele în trepte (fig. 11.3), prin ecluze puț (fig. 11.4) sau prin ascensoare de nave. Ecluzele puț se caracterizează prin aceea că poarta

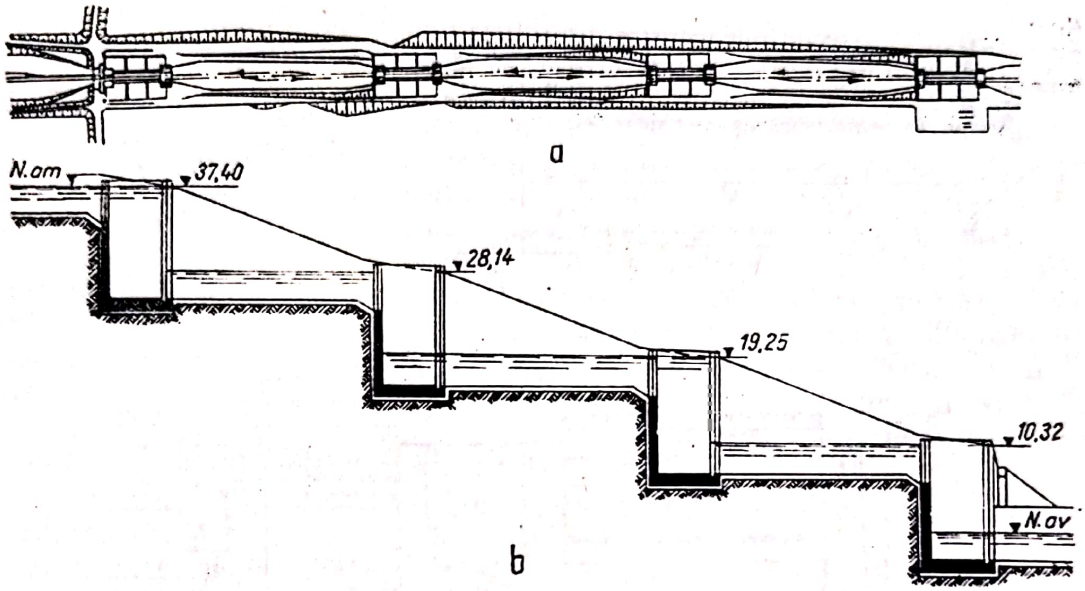


Fig. 11.2. Ecluze în serie:
a — plan; *b* — secțiune longitudinală.

aval nu atinge nivelul amonte (ceea ce ar fi neeconomic, din cauza căderii mari), închiderea aval a sasului fiind formată dintr-un ecran fix de beton și o poartă.

Numărul de sasuri depinde de considerații constructive și de exploatare. Ecluzele pot fi cu un sas și cu cap intermediar (fig. 11.5), cu sasurile cuplate în lungime (ecluze în trepte) sau cu mai multe camere alăturate (ecluze gemene, fig. 11.6). La ecluzele cu cap intermediar, acesta împarte de obicei sasul în două părți neegale (1/3 și 2/3 din lungimea sasului), permițînd astfel economie de apă și de timp, în cazul trecerii navelor de dimensiuni mici. La ecluzele în trepte, căderea totală se împarte în mai multe părți, de preferință egale; sistemul prezintă însă dezavantajul unui mare consum de apă și de timp, în special la încrucișări. Cînd lungimea sasului este dimensionată pentru a primi dintr-o dată un convoi întreg, avem o ecluză de convoi. Alegerea între

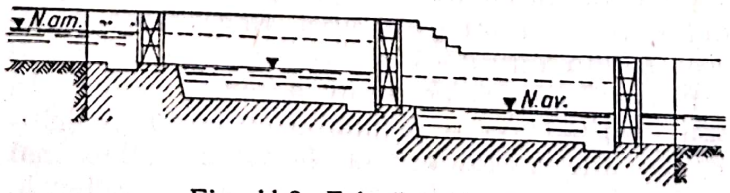


Fig. 11.3. Ecluză în trepte.

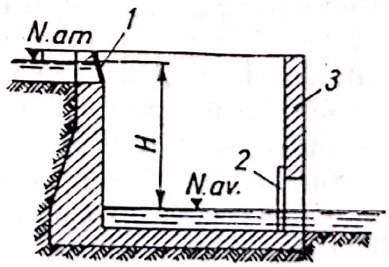


Fig. 11.4. Ecluză puț:
1—poartă amonte; *2*—poartă aval; *3* — ecran.

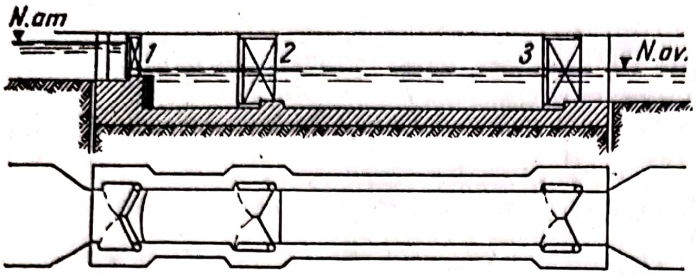


Fig. 11.5. Ecluză cu cap intermediar: *1* — cap amonte; *2* — cap intermediar; *3* — cap aval.

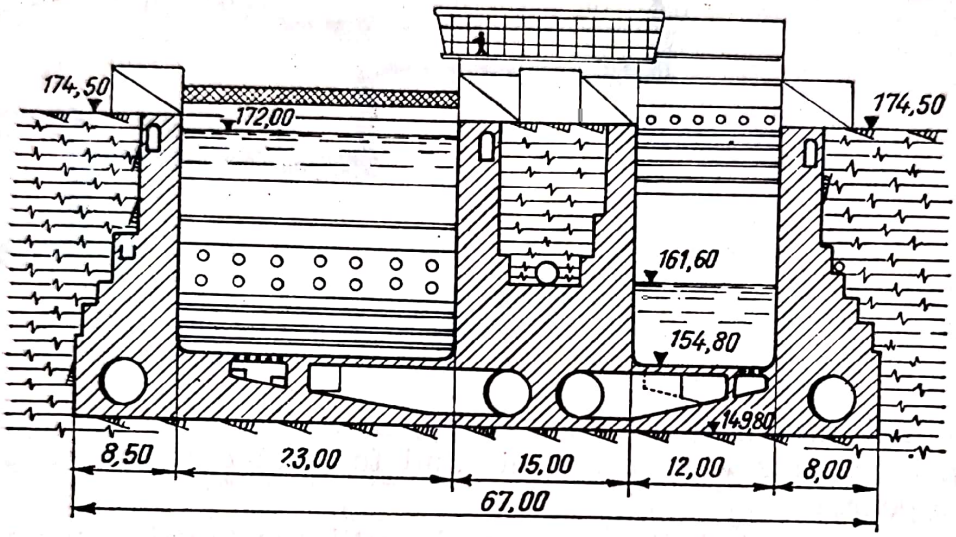


Fig. 11.6. Ecluzele gemene de la Rheinau (Rin).

ecluze pentru o singură navă, gemene sau de convoi se face comparînd capacitatea de trecere a fiecăreia cu traficul probabil ; dacă, în viitor se prevede, datorită dezvoltării traficului, construcția unei a doua ecluze, acest fapt se are în vedere de la început în proiectare. În această alegere, la canalele navigabile, un rol hotărîtor îl are și cantitatea de apă disponibilă pentru ecluzări.

Prin construcția ecluzelor gemene, se realizează mari economii de terasamente și oarecare economii de beton, față de soluția cu două ecluze independente. Se asigură, de asemenea, continuitatea traficului, în cazul defectării uneia dintre ecluze. Ecluzele gemene au o capacitate de trafic considerabilă și se folosesc pe căile navigabile importante ; ele se pretează și la adoptarea sistemelor de economisire a apei. Necesitatea adoptării ecluzelor gemene provine și din faptul că ecluzele simple nu pot fi construite oricît de lungi, pentru asigurarea unui anumit trafic. În Franța a fost adoptat de mai multă vreme principiul construirii ecluzelor gemene, una dintre ecluze (denumită ecluză de viteză) fiind mai scurtă și asigurînd trecerea rapidă a navelor automotoare. Ecluzele gemene prezintă un risc mai mare în cazul alunecărilor de teren, cînd ambele ecluze pot fi periclitate. Acolo unde există acest pericol, eclu-

Scanned with OKEN Scanner

zele se eşalonează în lungime, suficient de depărtate una de alta, astfel ca stricăciunile produse la una dintre ele să nu o pericliteze şi pe celalată.

Forma în plan a sasului este de obicei un dreptunghi, care poate adăposti unul sau două nave de cea mai mare dimensiune aşezate în paralel, două convoaie întregi, sau două jumătăţi de convoaie lungi (ecluze de lăţime dublă). În majoritatea cazurilor, lumina porţii la capete este egală cu lăţimea utilă a sasului. Mai menţionăm ecluzele care funcţionează în ambele sensuri (fig. 11.7) şi care se folosesc pentru a face legătura între un canal navigabil şi o cale navigabilă naturală sau între două căi navigabile naturale, la care biefurile prezintă variaţii mari de nivel, creînd căderi fie într-un sens, fie în celălalt. Condiţii asemănătoare se întîlnesc şi la ecluzele de la intrarea porturilor maritime situate în mări deschise, cu flux şi reflux.

Dimensiunile de bază ale unei ecluze sînt : lungimea, lăţimea sasului şi adîncimea apei în sas. Lungimea utilă L a sasului se consideră de la sfîrşitul nişei porţilor amonte pînă la începutul nişei porţilor aval — în cazul ecluzelor fără zid de cădere — şi de la zidul de cădere pînă la începutul nişei porţilor aval — în cazul ecluzelor cu zid de cădere. Lungimea utilă se determină în funcţie de lungimea navelor celor mai mari sau a convoaielor care se admit a trece prin ecluză (nave sau convoaie tip), cu formula :

$$L \geqslant l_r + n\, l_s + \alpha(n + 1), \qquad (11.1)$$

în care

n este numărul navelor din convoi ;

l_r — lungimea remorcherului, iar

l_s — lungimea şlepului (dimensiuni în metri).

Se poate presupune că între nave se păstrează distanţa $\alpha = 5$ m. Lăţimea utilă a sasului se determină cu formula :

$$B \geqslant (1{,}10 \ldots 1{,}15)\, \Sigma\, b_s \qquad (11.2)$$

în care $\Sigma\, b_s$ este suma maximă a lăţimii navelor care intră în paralel în sas. Rezerva de lăţime între marginile navei şi peretele ecluzei trebuie să fie de cel puţin 0,2 ; 0,4 ; 0,6 ; 1,0 m pentru ecluze cu lăţimea res-

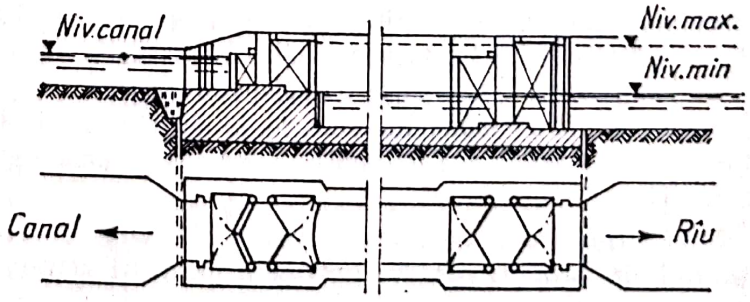


Fig. 11.7. Ecluză funcţionînd în ambele sensuri.

pectivă pînă la 5, 10, 20 și 30 m. S-au preconizat și ecluze avînd o lungime atît de mare, încît convoiul să nu-și încetinească mersul în interiorul sasului, ajungînd la capătul opus odată cu egalarea nivelurilor *(ecluze non-stop)*. O asemenea ecluză a fost realizată între anii 1942...1944 pe canalul Falsterbo din Suedia pentru o cădere de 1 m, lungimea sasului fiind de 1 000 m. Dimensiuni foarte mari au și ecluzele maritime ; ecluza maritimă Ymuiden din Olanda, cea mai mare din lume, are dimensiunile $L = 400$ m și $B = 50$ m. Construcția lor ridică unele probleme speciale față de ecluzele de pe căile navigabile interioare, în special în ceea ce privește realizarea porților, a sistemelor de alimentare și a radierelor.

Adîncimea apei în ecluză se consideră la pragul aval, pentru cel mai coborît nivel de navigație și pentru nava de pescaj maxim. Aceeași adîncime trebuie să fie asigurată și în sas, precum și la pragul amonte. Formula de calcul este :

$$H_0 \geqslant (1{,}2...1{,}4)\, T_{max}, \qquad (11.3)$$

T_{max} fiind pescajul maxim. O a doua condiție este ca sub navă să existe o rezervă minimă ; pentru ecluzele din zidărie, beton sau beton armat, rezervele minime sînt de 0,3 m sau 0,5 m, după cum $H_0 < 2{,}5$ m sau $H_0 > 2{,}5$ m. Dacă se ține seama de faptul că ecluza o dată construită, condiționează întreaga circulație de pe calea navigabilă, este recomandabil ca rezervele adoptate să fie mai mari decît cele indicate mai sus ; în felul acesta, sporirea gabaritului în viitor se face fără mari dificultăți. La refacerea și reorganizarea sistemului de canale interioare din Franța, după cel de-al doilea război mondial, cele mai multe ecluze nu au permis asemenea sporuri, iar adîncimea navigabilă a fost mărită prin supraînălțarea nivelului din canal, ceea ce a necesitat ramblee, supraînălțarea bajoaierelor și a porților etc.

Dezvoltarea căilor navigabile interioare a condus la tendința de standardizare a dimensiunilor în plan ale sasurilor. Astfel, în U.R.S.S s-au preconizat ecluze cu $L = 290$ m, $B = 30$ m și cu cap intermediar pentru căile navigabile de importanță excepțională ca fluviul Volga ; cu $L = 120...150$ m și $B = 14{,}5...18{,}0$ m pentru ecluzele de pe căile navigabile de importanță mare. În Germania s-au adoptat în special dimensiunile $L = 225$ m și $B = 12$ m. Pe Dunărea superioară în amonte de Viena, în urma construcției ecluzelor de la Passau, Jochenstein și Ybbs-Persenbeug, dimensiunile sasurilor s-au standardizat la $L = 230$ m și $B = 24$ m. În S.U.A. s-au adoptat dimensiuni diferite după importanța căii navigabile astfel pe fluviile Columbia și Snake $L = 206$ m și $B = 26$ m, iar pe Sf. Lawrance $L = 244$ m și $B = 24$ m. În R. S. România pe Dunărea inferioară se preconizează ecluze cu $L = 310$ m și $B = 34$ m.

Materialele din care este construit corpul ecluzei (sistemul bajoaier — radier) sînt astăzi piatra, betonul, betonul armat, oțelul și mai rar lemnul.

Scanned with OKEN Scanner

Accesul la ecluze se face prin intermediul *porturilor de așteptare*, care sînt suprafețe de apă protejate prin moluri și estacade, avînd rolul de a permite staționarea în siguranță a convoaielor ce urmează a fi ecluzate.

Arhitectura ecluzelor trebuie să se încadreze în peisaj și să realizeze un ansamblu arhitectural monumental și armonios. În acest ansamblu trebuie să fie cuprinse cabinele de comandă, pavilioanele administrative și de locuințe, precum și toate celelalte anexe ale ecluzei. La unele ecluze, cum sînt cele de pe canalul Volga-Don, s-au construit la capete portale de dimensiuni impresionante, care contribuie la monumentalitatea ansamblului.

11.1.2. CAPACITATEA DE TRECERE A ECLUZEI

La stabilirea capacității de trecere a unei ecluze, un rol însemnat îl are timpul de ecluzare. Acesta se compune din timpul de manevrare a porților, timpul în care personalul de deservire trece de la un capăt la celălalt al ecluzei (dacă conducerea acesteia nu este centralizată), timpul pentru umplerea și golirea sasului și timpul de introducere și scoatere a navei din sas. În cazul acționării electrice, timpul necesar manevrării porților poate fi evaluat la 1...2,5 minute. Mai important este timpul necesar personalului de serviciu pentru a trece de la un cap la celălalt al ecluzei. Potrivit măsurătorilor efectuate, acest timp poate fi exprimat în secunde prin relația 0,85 L, unde L este lungimea sasului în metri. Timpul necesar decuplării convoiului (în cazul cînd șlepurile sînt ecluzate separat) se evaluează la 1...2 minute, iar timpul de umplere a sasului se calculează conform celor arătate în paragrafele următoare. Mult mai greu se poate evalua timpul necesar introducerii și scoaterii navelor din sas, deoarece depinde de forma porturilor de așteptare, de tipul navelor și de mijloacele de deplasare ale acestora (remorcher sau halaj). Viteza de intrare a navei în sas v_i și viteza de ieșire v_e au, după felul tracțiunii, valorile $v_i = 0{,}4...0{,}8$ m/s și $v_e = 0{,}5...1{,}2$ m/s. Din observațiile efectuate la ecluzele existente, se poate adopta un timp de cca 20 minute pentru introducerea și scoaterea navei din sas, în cazul unei ecluzări simple și circa 25 minute în cazul unei ecluzări în ambele sensuri.

Capacitatea de trecere tehnică a unei ecluze P_t este cantitatea maximă de mărfuri care se poate ecluza în perioada de navigație, presupunînd o funcționare neîntreruptă a ecluzei. Se notează cu : P_{am} și P_{av} cantitățile de mărfuri ecluzate în perioada de navigație spre amonte, respectiv spre aval (în kN sau tf) ; n_{am} și n_{av} numărul de șlepuri care sînt ecluzate în aceeași perioadă spre amonte, respectiv spre aval ; I_{am} și I_{av} încărcămîntul mediu al șlepurilor care trec spre amonte, respectiv spre aval (în kN sau tf) ; m numărul de șlepuri care pot fi eclu-

zate simultan ; T durata perioadei de navigație (în zile) ; t_{am}, t_{av}, t' durata unei ecluzări spre amonte, spre aval sau în ambele sensuri (în minute).

Capacitatea de trecere de exploatare. Capacitatea tehnică se stabilește în ipoteza funcționării neîntrerupte a ecluzei, precum și a sosirii continue a navelor. În realitate ecluza lucrează numai t_0 ore pe zi, iar convoaiele sosesc neregulat, ceea ce duce la o micșorare a capacității de trecere. *Capacitatea de trecere de exploatare* P_e reprezintă cantitatea de mărfuri care se poate ecluza în perioada de navigație, avînd în vedere folosirea parțială a posibilităților ecluzei. În acest caz se presupune aproximativ că $P_{am} = P_{av}$; $n_{am} = n_{av}$; $t_{am} = t_{av} = t$, iar $t' = 2\,t$. Dacă se introduc coeficienții c de utilizare a capacității de încărcare I a navelor, s de utilizare a timpului t_0, k de utilizare a ecluzei pentru nave de mărfuri și r de neregularitate în sosirea navelor la ecluză, se obține expresia capacității de exploatare a acesteia ;

$$P_e = \frac{60\,mk\,c\,I\,T\,t_o\,s}{r\,t} \tag{11.4}$$

Pentru calcule orientative se poate lua :

$k = 0{,}6...0{,}7$; $c = 0{,}6...0{,}7$; $s = 0{,}9...0{,}95$; $r = 1{,}2...1{,}8$.

Pentru calcule mai exacte trebuie ținut seama că în cazul ecluzării într-un singur sens :

$$t = 4t_1 + t_2 + 2t_3 + t_4,$$

iar în cazul ecluzării în ambele sensuri :

$$t = 2t_1 + t_2 + t_3 + t_4,$$

unde :

t_1 este timpul închiderii sau deschiderii porților ;

t_2, t_4 sînt timpii necesari introducerii, respectiv, scoaterii convoiului din sas ;

t_3 este timpul de umplere a sasului.

Aplicație

Se dau următoarele date :

— capacitatea navei de calcul $I = 10\,000$ kN (1000 tf);
— numărul de nave care intră simultan în sas $m = 9$;
— numărul de ore în care lucrează ecluza $t_0 = 16$ ore ;
— durata de lucru pe an $T = 200$ zile ;
— distanța medie de parcurs din amote 450 m și 540 m din aval ;
— timpul de deschidere a porții $t_1 = 2{,}5$ minute ;
— tipul de umplere a sasului $t_3 = 13$ minute.

Să se calculeze capacitătea de trecere .

Scanned with OKEN Scanner

Ecluzarea se face numai într-un sens :

$$t_2 = 450/0{,}5 = 900'' = 15' \qquad t_4 = 540/0{,}75 = 720'' = 12'$$

$$t = 4 \cdot 2{,}5 + 15 + 2 \cdot 13 + 12 = 63 \text{ minute.}$$

Luăm pentru coeficienții din relația P_e următoarele valori :

$$k = 0{,}6;\ c = 0{,}6;\ s = 0{,}9;\ r = 1{,}8$$

$$P_e = \frac{60 \cdot 9 \cdot 0{,}6 \cdot 0{,}6 \cdot 10\,000 \cdot 200 \cdot 16 \cdot 0{,}9}{1{,}8 \cdot 63} = 490 \text{ GN/an (49 milioane tf/an)}$$

Capacitatea de trecere optim-economică este aceea pentru care costul trecerii prin ecluză a unei tone de marfă este minim, ținînd seama de costul investițiilor și al exploatării, atît pentru infrastructură, cît și pentru parcul fluvial.

Prețul de cost pe tonă variază într-o primă etapă invers cu volumul traficului, atinge un minim care corespunde capacității de trecere optim-economică a ecluzei și apoi începe să crească odată cu volumul traficului, din cauza fenomenului de saturație (așteptări, manevre suplimentare etc.) [18].

Desfășurarea calculului pentru determinarea capacității optim-economică este următoarea :

— se calculează volumul de mărfuri care poate fi trecut anual prin ecluză luînd în considerare capacitatea de trecere tehnică (maximă) a ecluzei (P_t kN/an sau tf/an).

— pentru început se alege un volum de calcul $P_0 = (0{,}5...0{,}6)\ P_t$ pentru care, conform experienței, apar fenomenele de saturație. Încercările pentru determinarea traficului optim economic se continuă cu valori apropiate, de o parte și alta a valorii P_0 ;

— se alege o schemă tip de distribuție a traficului, pe sezoane, luni și zile caracteristice (zile-tip), valabile pentru orice valoare a lui P (în procente) ;

— se stabilesc tipurile de nave și convoaie de calcul precum și procentele din volumul total de mărfuri transportate care revin fiecărui tip ;

— în conformitate cu dimensiunile sasului se stabilesc formațiile posibile pentru ecluzare precum și ordinea de prioritate ;

— se determină toate caracteristicile tehnice de funcționare ale ecluzei inclusiv pozițiile, drumul și timpul de parcurs al navelor în porturile de așteptare (pe tipuri de nave) ;

— se determină volumul de mărfuri care revine fiecărei zile-tip din traficul anual P considerat, precum și numărul și tipul de nave ce urmează a deservi acest trafic ;

— se stabilesc pe tip de navă intervalele de sosire la ecluză, în conformitate cu condițiile locale (itinerare, lungimea biefurilor etc.) sau cu alte situații similare, eventual după o lege de distribuție Gauss, Poissons etc. În general este necesar să se ia în considerare, pentru aceeași zi-tip, mai multe variante (ore și intervale diferite).

Cu datele de mai sus se întocmește un model matematic care poate să reproducă pentru o perioadă determinată (zi-tip) funcționarea ecluzei ținînd seama de toate regulile de exploatare ale infrastructurii și flotei.

Cu ajutorul acestui model pe un calculator electronic se fac o serie de simulări pentru diferite zile-tip luate în considerare din care se obțin :

— numărul de ecluzări zilnice și anuale ;

— timpul utilizat de nave pentru trecerea prin ecluze (din momentul sosirii în portul de așteptare, pînă la plecare).

Cunoscînd costul pe oră al utilizării infrastructurii și flotei se poate calcula în final costul total anual al trecerii prin ecluză a cantității *P* de mărfuri deci și costul pe kN (tf).

Făcînd mai multe serii de simulări pentru diferite volume de mărfuri *P* kN/an, se poate obține volumul și deci capacitatea optimă-economică de trecere a ecluzei.

În figura 11.8 este reprezentată diagrama de structură a ansamblului calculelor de funcționare a ecluzei. Notațiile utilizate sînt următoarele :

N1, N2... pentru *F1, F 2...*	tipurile de nave care traversează ecluza ; — formațiile acestor nave care pot fi ecluzate simultan, ținînd seama de dimensiunile sasului; aceste formațiuni sînt numerotate după prioritatea lor de trecere (de exemplu *F1* = două nave de pasageri ; *F2* = un convoi împins etc.) ;
A	— numărul formațiilor ;
N1M, N2M	— numărul de nave de tipul 1, 2, care au sosit în portul de așteptare amonte, pînă în momentul *t* ;
N1V, N2V	— idem în portul aval ;
SN1M, SN2M	— numărul total de nave de tipul 1,2 etc. care au părăsit pînă în momentul *t* portul amonte pentru a trece prin ecluză spre aval ;
SN1V, SN2V	— idem, care au părăsit portul aval ;
N1E, N2E...	— numărul de nave tipul 1,2... care s-au găsit în formația *F K* ecluză ;
tKF	— timpul utilizat pentru ecluzarea formației *FK* ;
Δ	— timpul utilizat pentru închiderea și deschiderea porții și pentru alimentarea sasului, fără trecere de nave dintr-un bief în altul.

Operația de ecluzare începe din bieful amonte, căutînd în portul de așteptare a acestui bief formațiunile *FK* care pot fi ecluzate (în ordinea priorității). Dacă nici o navă nu se găsește acolo se trece în bieful inferior adăugînd timpul Δ.

Un observator *SP* numără fiecare ecluzare fără nave. Dacă sîntem obligați să facem succesiv două asemenea ecluzări (evident fictive), timpul devine $t = t - 2\ \Delta + 1$. Intervalul de un minut reprezintă

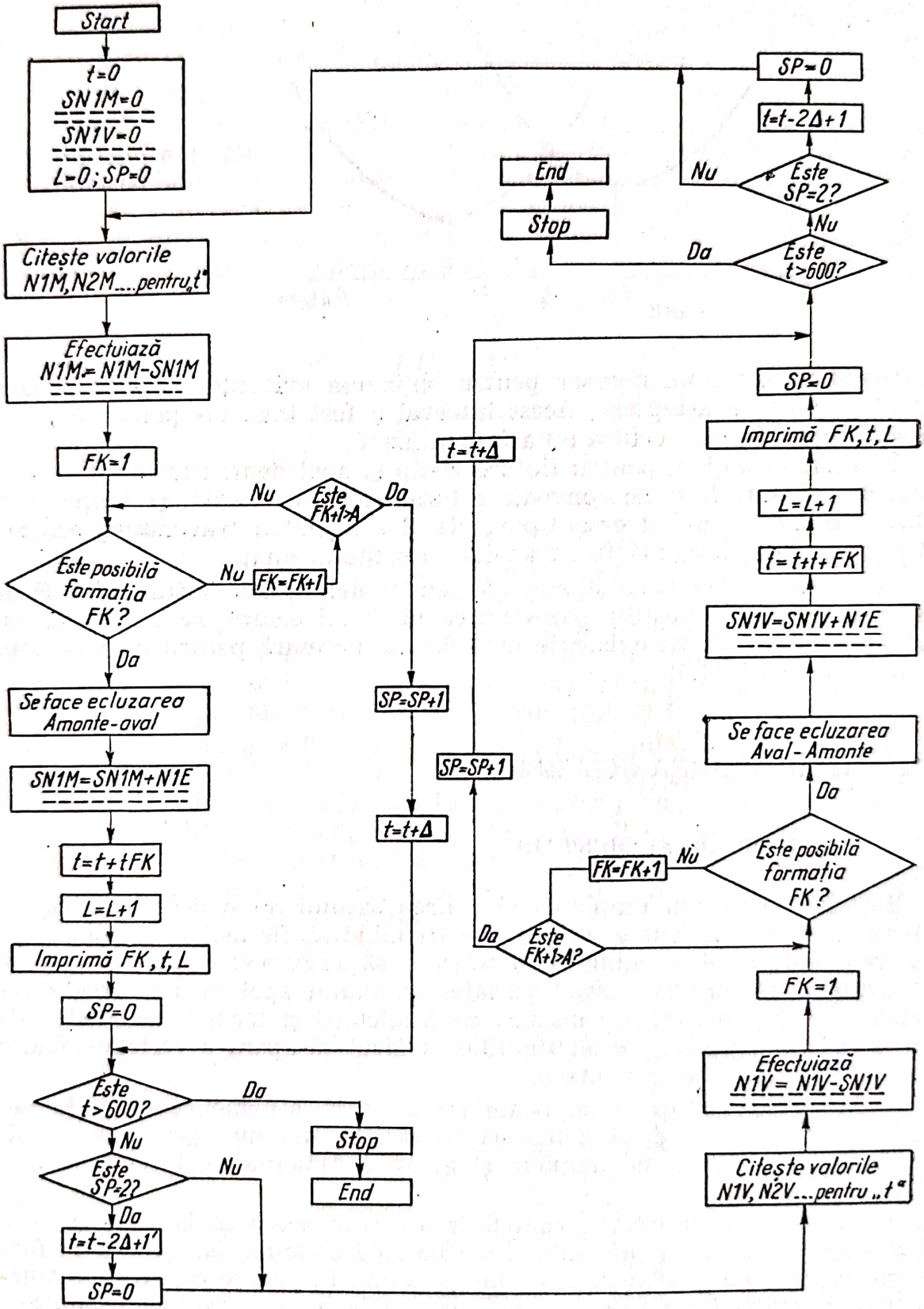


Fig. 11.8. Diagramă de structură pentru ansamblul calculelor de funcționare a ecluzei.

Scanned with OKEN Scanner

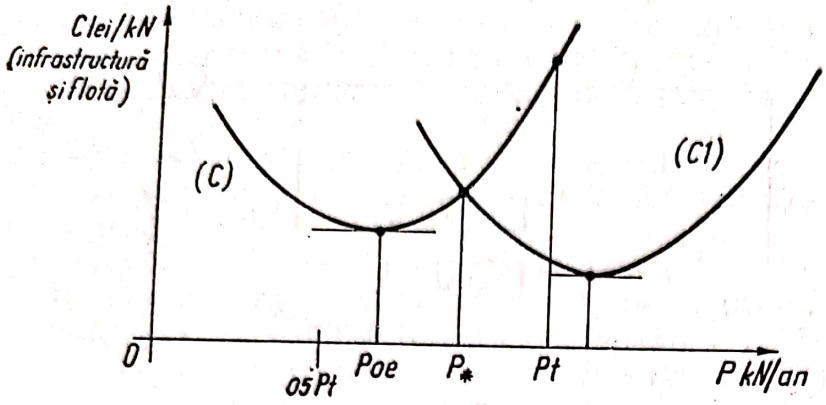


Fig. 11.9. Variația costului ecluzării.

convențional, timpul necesar pentru obținerea evidenței navelor în cele două porturi de așteptare. Acest interval a fost introdus pentru evaluarea timpului în care ecluza nu a fost utilizată.

În final se obține, pentru fiecare zi-tip și apoi pentru tot anul, numărul de ecluzări L și de convoaie ecluzate ΣFK, precum și timpul utilizat de navele de diverse tipuri N1, N2... pentru traversarea ecluzei. Costul pe kN (tf) de mărfuri tranzitate rezultă imediat.

Se poate utiliza aceeași metodă pentru determinarea traficului P de la care o nouă investiție (construirea unei noi ecluze, reconstrucția și modernizarea ecluzei existente etc.) devine necesară pentru o exploatare economică (fig. 11.9).

11.2 ALIMENTAREA ECLUZEI

11.2.1. SISTEMUL DE ALIMENTARE

Instalațiile pentru umplerea și golirea sasului au o deosebită importanță la proiectarea unei ecluze, ele trebuind să fie astfel realizate încît să reducă la minim timpul de ecluzare și să asigure totodată o staționare liniștită a navelor în timpul variației nivelului apei în sas. Aceste cerințe sînt într-o oarecare măsură contradictorii și tocmai necesitatea de a le îndeplini pe cît posibil simultan a făcut să apară o varietate foarte mare de sisteme de alimentare.

Alimentarea ecluzelor se poate realiza prin sisteme *concentrate* sau *distribuite*. Aceste două denumiri reprezintă cea mai generală clasificare a instalațiilor de umplere și golire a camerelor ecluzelor navigabile.

Sistemele concentrate se caracterizează prin aceea că la ele apa intră în sas prin capul amonte sau în vecinătatea acestuia, iar golirea se face prin capul aval. Sistemele concentrate avînd în vedere că sînt constructiv și funcțional legate de capetele ecluzei se mai numesc și *frontale*.

Sistemele de alimentare distribuită asigură accesul apei într-un număr mare de orificii sau fante practicate pe suprafața radierului sau pe galerii dispuse în radier sau în bajoaiere. Schemele necesită o rețea de galerii de oarecare complexitate, în funcție de performanțele care se urmăresc.

Cele mai simple sisteme de alimentare frontale au apărut încă în secolul al XV-lea. În prezent se folosesc asemenea scheme pentru căderi pînă la 10...12 m și pentru ecluze de lungimi nu prea mari, din cauza valurilor care solicită navele ecluzate. În practica de proiectare din U.R.S.S., se admit sisteme de alimentare frontale dacă, între elementele principale ale ecluzei se respectă inegalitățile :

$$H \cdot L \leqslant 2\,000$$

$$H/H_0 \leqslant 3{,}0$$

unde :

H este căderea maximă, în m ;

L — lungimea sasului, în m ;

H_0 — adîncimea minimă a apei în sas, în m.

Alimentarea frontală se poate realiza prin orificii practicate în poartă, pe sub sau peste poartă și prin galerii de ocolire a capului.

Alimentarea prin poartă se obține prin orificii obturate cu vanete. Prin deschiderea acestora se asigură ridicarea nivelului apei în sas la umplere. Acest sistem se folosește în general la ecluze mici, iar la ecluze mari recente a fost completat cu camere de disipare (fig. 11.10).

Alimentarea prin galerii de ocolire, folosită la multe ecluze de cădere mică, constă din două galerii dispuse simetric în fiecare cap, ocolind în felul acesta porțile (fig. 11.11). Disiparea energiei jeturilor și uniformizarea vitezelor la intrarea apei în sas sau la golirea în bieful aval, se face prin diferite dispozitive (grinzi, grătare, pile). Forma galeriilor este în general dreptunghiulară cu colțurile rotunjite, dar poate fi cu boltă semicirculară sau complet circulară.

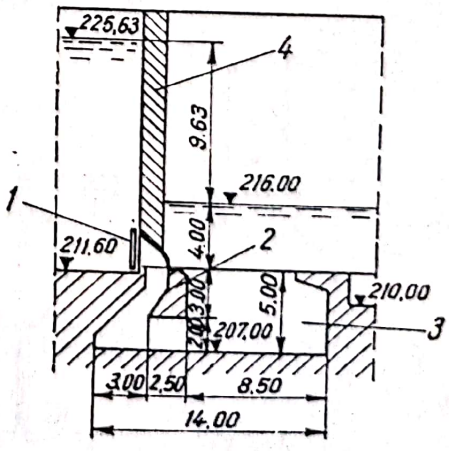


Fig. 11.10. Alimentare prin poartă:
1—vanetă; *2*—timpan; *3*—cameră de disipare; *4*—poartă.

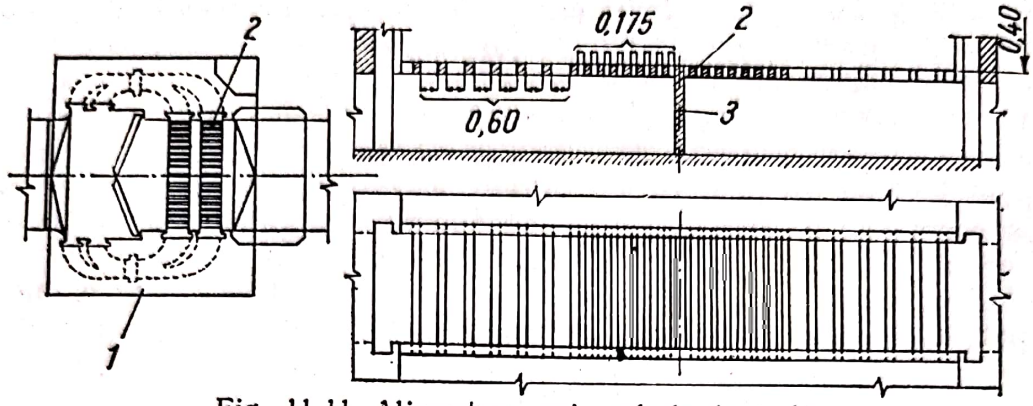


Fig. 11.11. Alimentarea prin galeria de ocolire:
1 — galerii; *2* — grătar de uniformizare; *3* — perete despărțitor.

Pentru a diminua vitezele la intrare și ieșire, secțiunea galeriilor se sporește de 1,5...1,8 ori față de aceea a vanei. Pentru o disipare corectă a energiei jeturilor se fixează cota superioară a ieșirii din galerie sub nivelul minim al apei din sas și bieful aval cu circa 1,0 m, iar în unele cazuri chiar sub cota radierului.

Alimentarea frontală pe sub poartă (fig. 11.12) nu mai necesită instalații speciale ca galerii, vane etc., care scumpesc și complică construcția capetelor ecluzei.

Admisia apei în sas se face pe întreaga lățime a sasului prin ridicarea porții. În unele cazuri se micșorează lățimea de acces a apei la începutul manevrei porții, prin prevederea pe zidul de cădere a unor pile a căror înălțime este de 1/5...1/7 din înălțimea de ridicare a porții. Pentru disiparea energiei sînt necesare camere prevăzute cu ecrane sau timpane, praguri, grătare etc. În general se folosesc la acest tip de schemă porți plane sau segment. La porțile de tip clapetă accesul apei în sas se obține prin coborîrea acesteia.

Pentru a atenua efectele nefavorabile ale curenților, valurilor și pantelor longitudinale, la ecluzele mai recente, alimentarea frontală se combină cu introducerea apei în vecinătatea capului aval sau în lungul sasu-

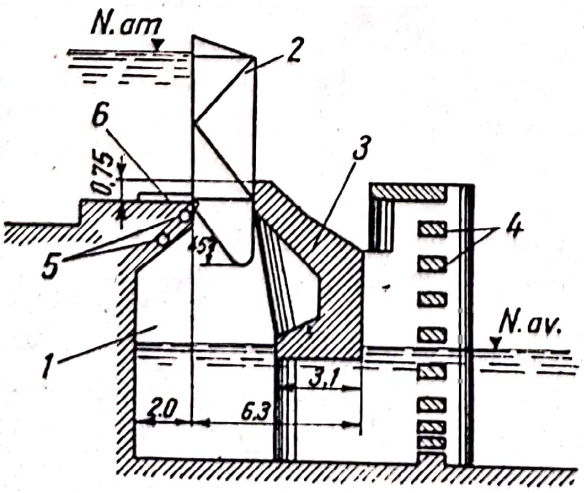


Fig. 11.12. Alimentare pe sub poartă:
1 — cameră de disipare; *2* — poartă ridicătoare; *3* — timpan; *4* — grătar de uniformizare; *5* — conducte de aerare; *6* — pilă.

lui prin una sau mai multe galerii longitudinale situate în radier sau bajoaiere. Asemenea scheme s-au adoptat la ecluze de cădere relativ mică, dar de dimensiuni foarte mari.

Tot ca sisteme de alimentare concentrate pot fi tratate schemele prevăzute cu sifoane în loc de galerii de alimentare. Punerea în funcţiune a sifonului se face cu ajutorul unei camere de amorsare. Asemenea scheme nu sînt folosite decît pentru ecluze mici.

De asemenea, trebuie amintită alimentarea cu bazine sau camere economizoare, care se foloseşte la ecluzele de pe canalele navigabile la care se impune un consum de apă cît mai redus. Principiul acestui sistem constă în aceea că la golirea sasului o parte din volumul de apă trece din sas într-un bazin alăturat, fiind apoi golit la umplerea următoare. În acest fel se pierde numai o parte din cantitatea de apă necesară unei ecluzări.

Peste anumite căderi, alimentarea frontală nu mai asigură securitatea vaselor ecluzate sau o asigură la timpi de umplere îndelungaţi. Aceasta a făcut să se caute sisteme care să atenueze fenomenele negative care apar la alimentarea frontală. Înlocuirea alimentării concentrate prin alimentarea distribuită asigură o împărţire mai uniformă a debitului şi disiparea într-o proporţie mai mare a energiei apei, în timpul umplerii sasului.

Rezultatele obţinute la folosirea unei scheme de alimentare distribuită sînt condiţionate de complexitatea instalaţiei. În acest sens se cunosc pînă în prezent trei sisteme principial diferite şi anume : *distribuţie longitudinală, distribuţie pe zone* şi *distribuţie echiinerţială.*

Schema alimentării *distribuite longitudinal* este compusă din galerii care traversează ecluza şi folosesc atît la umplere cît şi la golire şi care comunică cu sasul prin orificii sau fante a căror secţiune şi dispoziţie este aleasă pe baza calculului sau încercărilor pe modele hidraulice. Galeriile longitudinale, prevăzute cu organe de închidere în dreptul capetelor, se pot plasa în bajoaiere (fig. 11.13) sau în radier (fig. 11.14). Sistemul asigură accesul apei pe toată lungimea sasului, însă fenomenele inerţiale întîrzie egalizarea debitelor pe toate orificiile. Din acest motiv la căderi mari sistemul nu mai este agreat, fiind preferate scheme mai complicate.

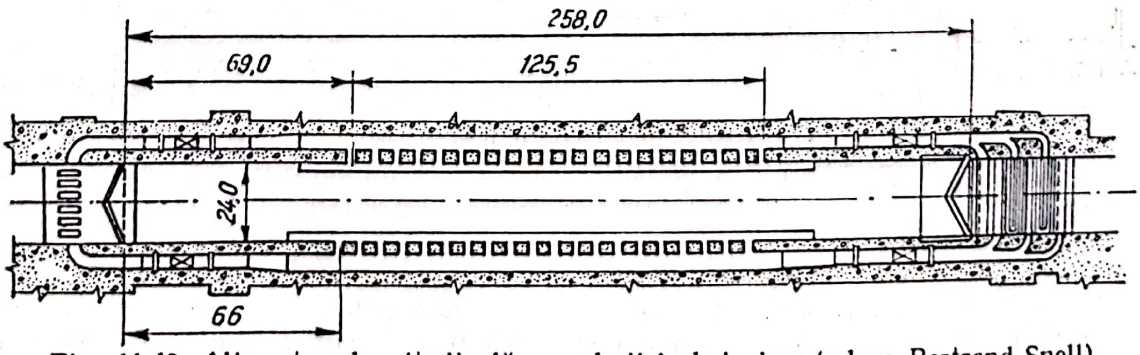


Fig. 11.13. Alimentare longitudinală cu galerii în bajoaiere (ecluza Bertrand Snell).

Scanned with OKEN Scanner

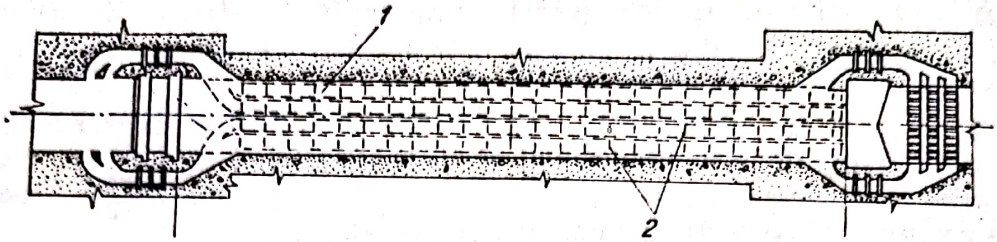


Fig. 11.14. Alimentare longitudinală cu galerii în radier.

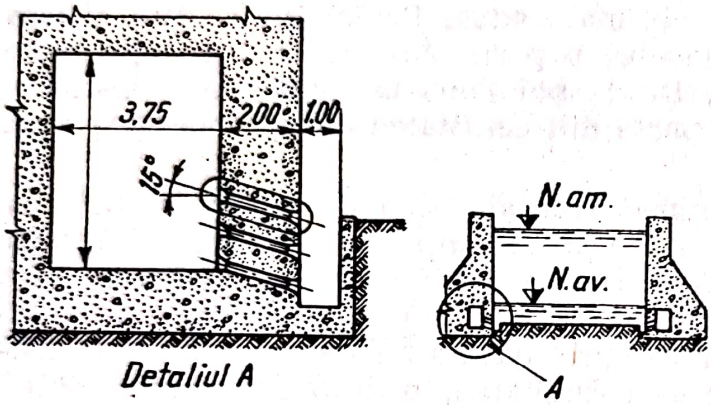


Fig. 11.15. Alimentare longitudinală prin orificii multiple.

La un sistem care folosește galerii longitudinale s-a căutat să se îmbunătățească accesul apei în sas mărindu-se mult numărul de orificii, ceea ce a asigurat o distribuție mai uniformă a debitelor (fig. 11.15). Prin prevederea unei rigole în radier în fața orificiilor se obține o disipare mai bună a energiei jeturilor.

La sistemele distribuite cu galerii longitudinale, pentru antedimensionare, secțiunea acestora se poate lua cca 1/200 din suprafața sasului, iar suprafața totală a orificiilor 1,2...1,4 din cea a galeriilor.

Sistemele distribuite formate din galerii longitudinale și zone formate din galerii transversale prevăzute cu orificii sau fante se pot plasa în bajoaiere și radier (fig. 11.16, 11.17, 11.18) sau numai în radier (fig. 11.19 și 11.20). Avantajul acestor sisteme constă în diminuarea

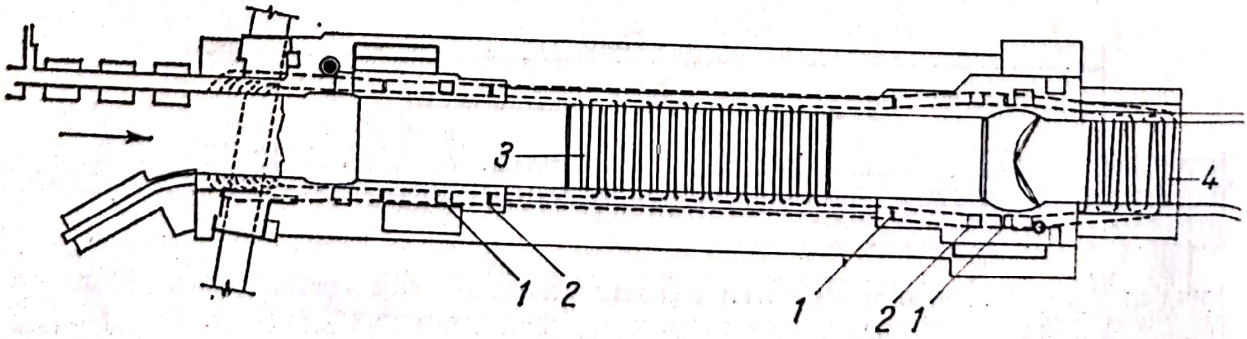


Fig. 11.16. Alimentare distribuită cu o zonă (ecluza Mac Nary):
1 — vană de admisie; *2* — batardou de reparație; *3* — galerii transversale cu orificii; *4* — galerii la debușarea în canal.

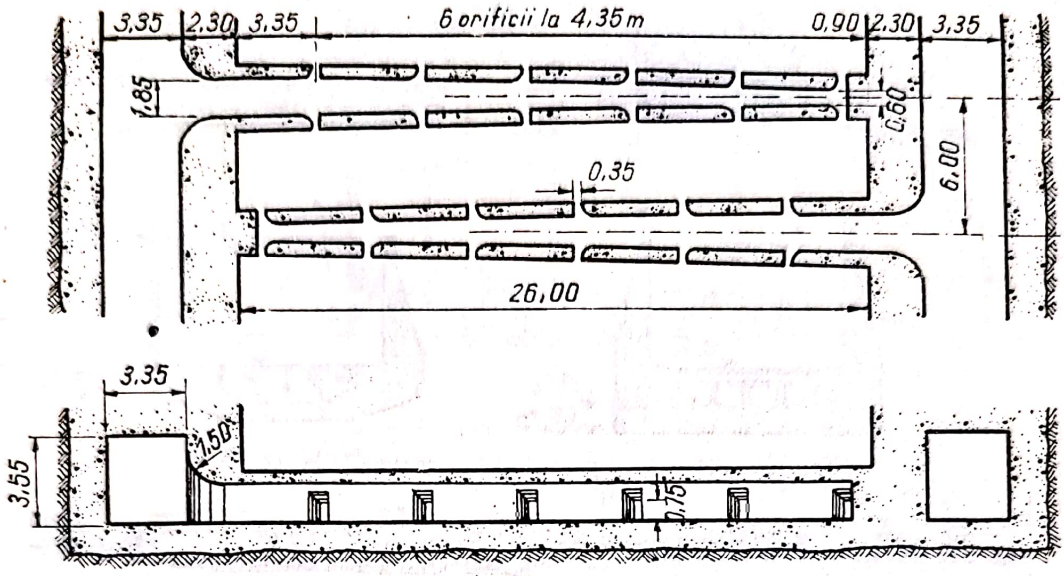


Fig. 11.17. Detaliu de galerii transversale (ecluza Mac Nary).

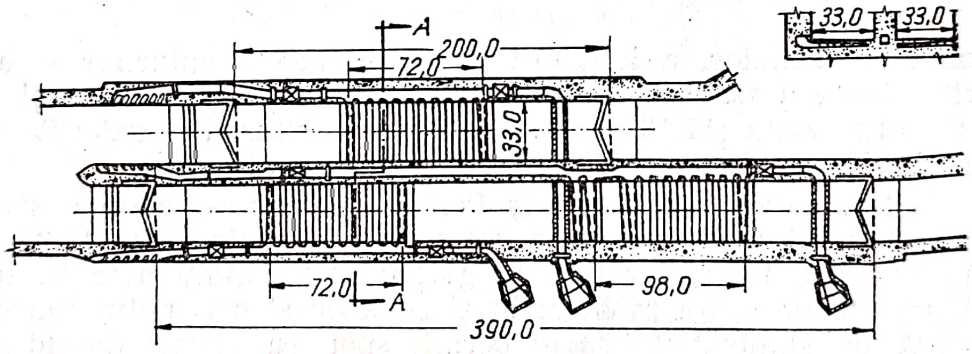


Fig. 11.18. Alimentare distribuită pe două zone (ecluza Greenup).

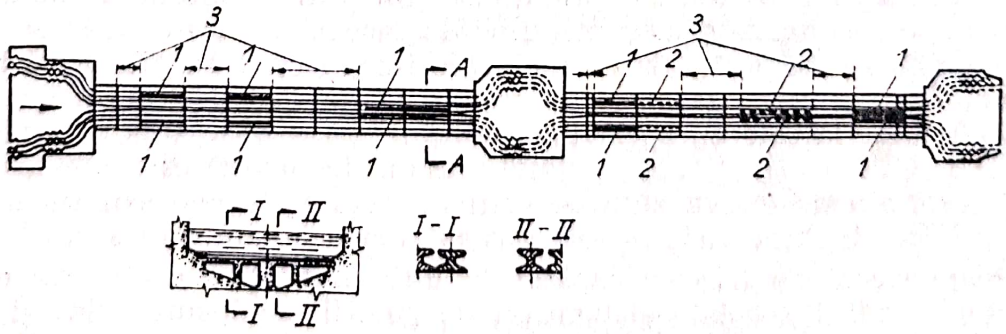


Fig. 11.19. Alimentare distribuită pe trei zone, cu galerii longitudinale în radier (ecluza Volgograd):

1, 2 — zone cu orificii; *3* — zone fără orificii.

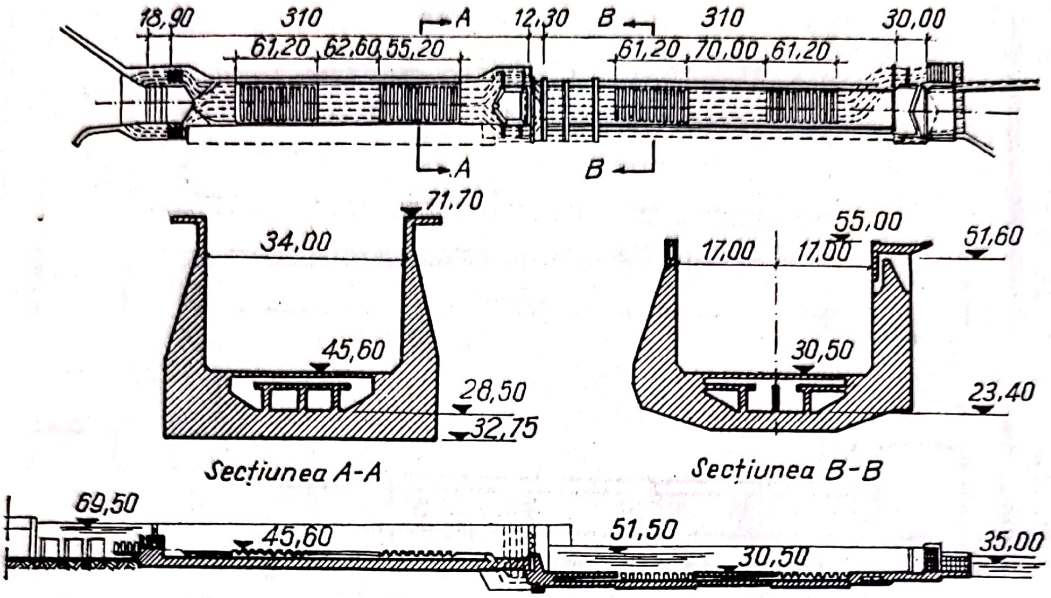


Fig. 11.20. Alimentare distribuită pe două zone, cu galerii în radier (ecluza Porțile de Fier).

după numărul zonelor, a lungimii de propagare a valurilor și a unei umpleri liniștite a sasului. Se poate adopta o zonă (fig. 11.16 și 11.17) sau mai multe zone (11.18 și 11.19). În toate situațiile, galeriile transversale cu orificii ocupă cca 1/2...1/3 din suprafața sasului.

În R. S. România la ecluza de la Porțile de Fier s-a adoptat sistemul distribuit cu două zone, plasat în întregime în radier (fig. 11.20). Plasarea în radier a întregii rețele de galerii este condiționată în special de considerente de ordin constructiv și geologic și mai puțin funcțional.

Sistemele de alimentare *zonale* permit sporirea vitezei de ridicare a nivelului apei în sas, ceea ce duce la scurtarea ecluzării. La căderi mari sau cînd se caută să se obțină viteze de umplere care să depășească 3,0m/minut, se folosesc sistemele de umplere *echiinerțiale*. Acestea duc la simultaneitatea umplerii pe toată suprafața sasului prin echilibrarea lungimilor de conducte secundare și a pierderilor de sarcină pe toate traseele principale parcurse de apă, astfel încît efectul inerțial să fie același. La sistemele mai simple, galeriile secundare comunică prin fante cu sasul (fig. 11.21), iar la cele cu performanțele cele mai ridicate, ca de exemplu cele de pe Rhône (fig. 11.22), peste rețeaua de galerii este prevăzută o placă perforată de cîteva sute de orificii. Aceste sisteme asigură o umplere atît de liniștită încît navele pot să stea neamarate în sas.

Sistemele echiinerțiale au căpătat în ultimul timp o răspîndire mare, deși pun condiții speciale sistemului de galerii, echipamentului și modului de plasare a prizelor. În general, la aceste sisteme, plasarea prizei este necesar să se facă în afara porturilor (fig. 11.23) din cauza debitelor instantanee mari, care se iau din bazinul amonte și care ar înrăutăți

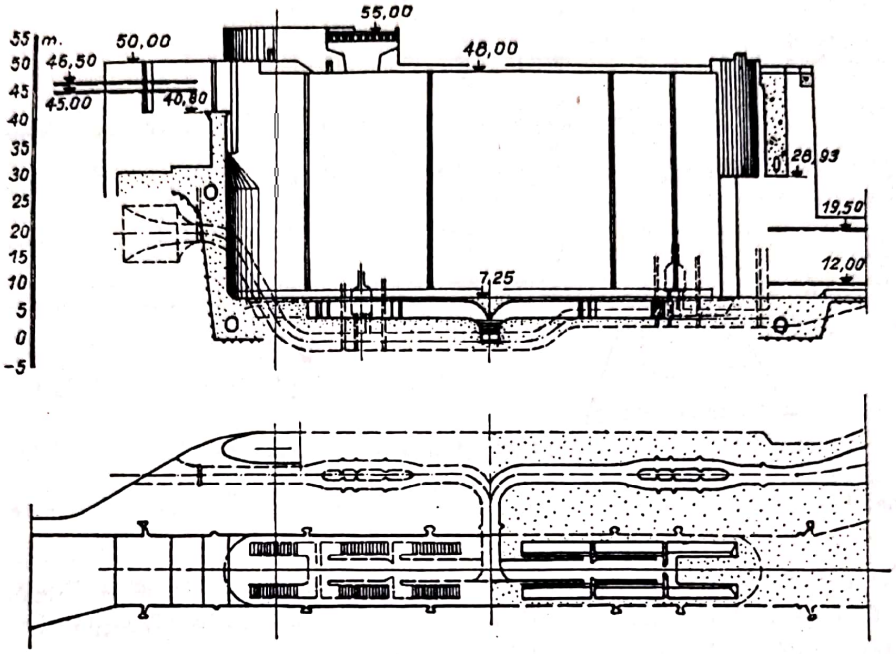


Fig. 11.21. Alimentare echiinerţială (ecluza Carrapatelo de pe Douro cu cădere de 34,5 m).

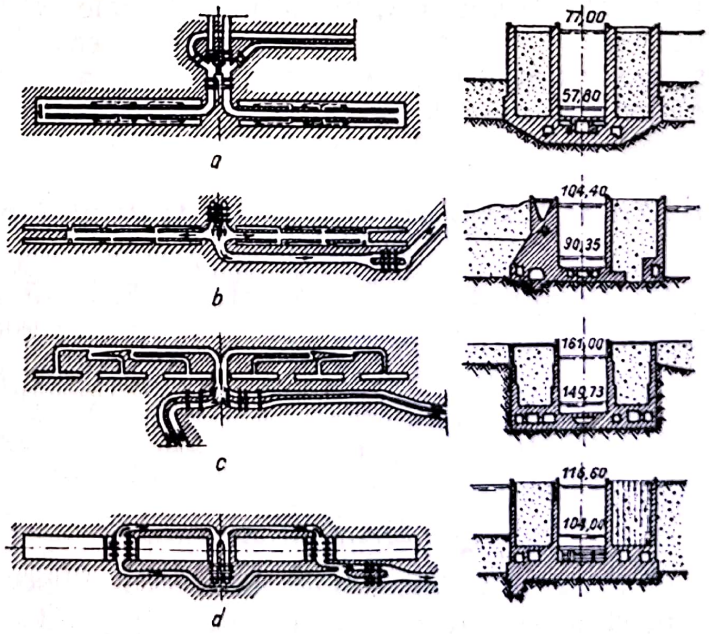


Fig. 11.22. Sisteme echiinerţiale realizate la ecluzele de pe Rhône:
a — ecluza Châteauneuf *b* — ecluza Beauchastel; *c* — ecluza Pèrre-Bénite; *d* — ecluza Bourg les Valence.

Scanned with OKEN Scanner

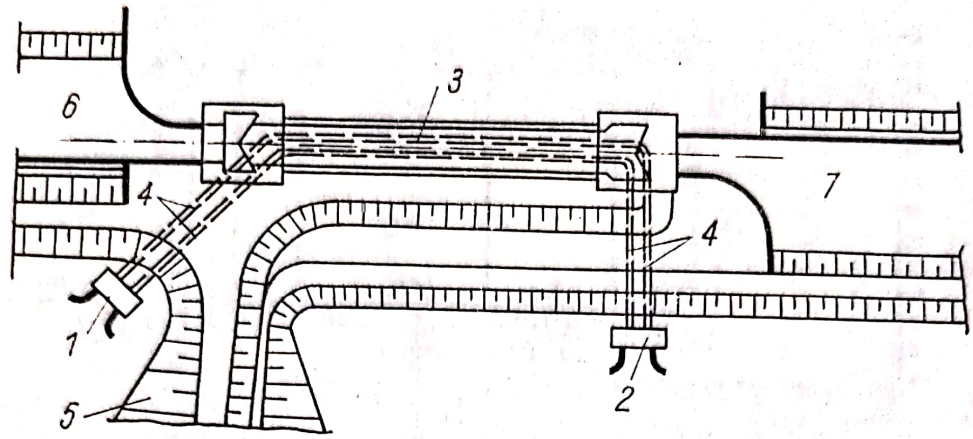


Fig. 11.23. Alimentare laterală:
1 — priză; *2* — evacuare; *3* — galerii de alimentare situate în radier; *4* — galerii de aducțiune; *5* — baraj de pământ; *6* — port de așteptare amonte; *7* — port de așteptare aval.

condițiile de staționare a navelor. Alimentarea laterală a prizei permite navelor din porturile de așteptare să staționeze foarte aproape de capetele ecluzei, ceea ce reduce timpul de ecluzare.

Din analiza ecluzelor existente se pot deduce unele indicații cu privire la alegerea sistemului de alimentare optim pentru cazuri concrete. Astfel, schemele de alimentare concentrată sînt aproape întotdeauna indicate pentru căderi pînă la 10 m, deoarece necesită un volum de lucrări și cheltuieli minime.

La căderi mari, schemele distribuite micșorează simțitor timpul de umplere și devin competitive ca preț cu cele concentrate la căderi peste 15 m. Totuși se adoptă și la căderi sub 10 m, mai ales cînd dimensiunile sasului sînt foarte mari. Sistemele echiinerțiale se adoptă la ecluze de peste 20 m cădere și de mare viteză. În Franța pe Rhône pentru a se realiza ecluze de mare viteză s-au adoptat asemenea sisteme chiar la căderi mai mici de 15 m.

11.2.2. CALCULUL HIDRAULIC AL ALIMENTĂRII

Fenomenul hidraulic al alimentării se rezumă la studiul mișcării nepermanente, exprimată prin ecuația *Bernoulli*:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + \frac{L}{g} \cdot \frac{dv}{dt} + h_f \qquad (11.5)$$

unde:

z_1 și z_2 sînt cotele oglinzii apei;
p_1 și p_2 — presiunile pe suprafețele libere;
v_1 și v_2 — vitezele de coborîre respectiv de ridicarea apei în sasuri;

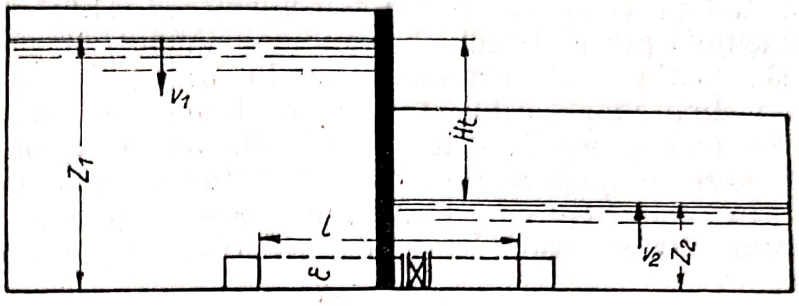


Fig. 11.24. Schemă pentru calculul alimentării.

L este lungimea galeriei ;

h_f — suma pierderilor de sarcină (fig. 11.24).

$$\text{Notăm cu } H_t = z_1 - z_2 \text{ și } h_f = \xi\, v^2/2g = \frac{1}{\mu^2}\, v^2/2\,g,$$

în care

ξ este suma coeficienților pierderilor de sarcină, iar

μ —coeficientul de debit al sistemului.

Ținînd seama de relațiile de continuitate avem :

$$H_t = \left[\left(\frac{\omega^2}{\Omega_2^2} - \frac{\omega^2}{\Omega_1^2}\right) + \frac{1}{\mu_t^2}\right]\frac{v^2}{2g} + \frac{L}{g}\cdot\frac{dv}{dt} \tag{11.6}$$

Termenul $(\omega^2/\Omega_2^2 - \omega^2/\Omega_1^2)$ este foarte mic și poate fi neglijat ;

din $\Omega_1(-dz_1) = \Omega_2\, dz_2$ și $dH_t = dz_1 - dz_2 = -(1 + \Omega_2/\Omega_1)dz_2$

rezultă :

$$v_2 = \frac{dz_2}{dt} = -\frac{\Omega_1}{\Omega_1 + \Omega_2}\,\frac{dH_t}{dt}. \tag{11.7}$$

Deoarece $v = v_2\Omega_2/\omega$, ω fiind constantă. ecuatia (11.6) devine :

$$H_t = \frac{B^2}{2g\,\mu_t^2\,\omega^2}\left(\frac{dH_t}{dt}\right)^2 + \frac{L}{g}\cdot\frac{dv}{dt}, \tag{11.8}$$

în care

$$B = \Omega_1\Omega_2/(\Omega_1 + \Omega_2).$$

Ecuația (11.8) se mai poate scrie :

$$\frac{d^2H_t}{dt^2} + \frac{m}{\mu_t^2}\left(\frac{dH_t}{dt}\right)^2 + nH_t = 0, \tag{11.9}$$

unde $m = -B/2\,\omega\,L$ și $n = g\,\omega/BL$. În cazul unei ecluze cu un singur sas, deci cînd $\Omega_1 \to \infty$ (în cazul umplerii sasului), sau cînd $\Omega_2 \to \infty$ (în cazul golirii sasului), rezultă $B = \Omega_2 = \Omega$, respectiv $B = \Omega_1 = \Omega$, Ω fiind suprafața sasului. În cazul unei ecluze cu două sasuri egale, dispuse în lung avem $\Omega_1 = \Omega_2 = \Omega$, deci $B = \Omega/2$.

Relația (11.8) sau forma sa echivalentă (11.9), constituie ecuația fundamentală pentru studiul hidraulic al alimentării sasului. Ecuația (11.9) este și ecuația fundamentală în studiul oscilațiilor în castelele de echilibru, fenomen analog celui studiat aici. Integrarea acestei ecuații, în forma sa cea mai generală, este dificilă. De aceea în practică se adoptă unele ipoteze simplificatoare, care dau totuși rezultate suficient de exacte.

În cazul neglijării termenului care conține pe dv/dt ecuația (11.8) se poate integra ușor. În cazul deschiderii treptate a vanei se obține :

$$dt = -\frac{\Omega}{\mu_t\,\omega\sqrt{2g}}\,\frac{dH_t}{\sqrt{H_t}} \quad \text{sau integrînd între limitele 0 la } t$$

și respectiv H, căderea totală și H_t, obținem :

$$\int_0^t \mu_t\,dt = \frac{2\Omega(\sqrt{H}-\sqrt{H_t})}{\omega\sqrt{2g}}, \tag{11.10}$$

în care coeficientul de debit μ_t variază în timpul deschiderii vanei avînd valoarea dată de relația :

$$\mu_t = 1/\sqrt{\xi_0 + \xi_v}$$

în care :

ξ_0 este coeficientul global de pierderi de sarcină la vană complet deschisă și care se poate stabili prin calcul (tabelul 11.1) sau încercări pe model ;

Tabelul 11.1

Valorile diferiților coeficienți de pierderi locale în galeriile de alimentare ale ecluzelor

Felul pierderii	Mărimea coeficientului de pierdere
la intrare	$\xi_a = 0{,}50$ la intrare fără rotunjirea muchiei $\xi_a = 0{,}20...0{,}25$ la intrare cu muchiile rotunjite $\xi_a = 0{,}05...0{,}10$ la intrare cu profil hidrodinamic
la grătar	$\xi_b = \left(\frac{s}{b}\right)^{4/3}$ în care: s este grosimea barelor b — distanțe între bare β — coef. care depinde de forma barelor și egal cu: 1,83 pentru bare cu unghiuri drepte sau cu muchiile superioare rotunjite în arc de cerc; 1,67 idem, cu muchiile inferioare rotunjite; 1,04 idem, cu muchiile teșite pe 0,4 din lungime (partea inferioară); 0,76 pentru bare teșite și profilate hidrodinamic la ambele părți; 1,79 pentru bare circulare.

Tabelul 11.1 (continuare)

Felul pierderii	Mărimea coeficientului de pierdere
la curbe line circulare	$\xi_c = \xi'_c \frac{\theta^\circ}{90}$ în care: θ este unghiul cotului în grade; pentru ξ_c' se iau următoarele valori: a) la galeriile circulare cu diametrul d: $\frac{d}{2R}$ = 0,10; 0,20; 0,30; 0,40; 0,50; 0,60; 0,70; 0,80; 0,90; 1,00 ξ'_c = 0,13; 0,14; 0,17; 0,21; 0,29; 0,44; 0,66; 0,98; 1,41; 1,98 b) la galeriile dreptunghiulare cu lățimea b: $\frac{b}{2R}$ = 0,10; 0,20; 0,30; 0,40; 0,50; 0,60; 0,70; 0,80; 0,90; 1,00 ξ'_c = 0,12; 0,14; 0,18; 0,25; 0,40; 0,64; 1,02; 1,55; 2,27; 2,23 R este raza de curbură a axului galeriei
la lărgiri bruște	$\xi_d = \left(1 - \frac{\omega_1}{\omega_2}\right)^2$ în secțiunea înainte de lărgire; $\xi_d = \left(1 - \frac{\omega_2}{\omega_1}\right)^2$ în secțiunea după lărgire.
la îngustări bruște	$\frac{\omega_2}{\omega_1}$ = 0,10; 0,20; 0,40; 0,60; 0,80; 1,00 ξ_n = 0,50; 0,42; 0,34; 0,25; 0,15; 0,00 (către secțiunea îngustată).
la lărgiri conice	$\xi_m = k\left(1 - \frac{\omega_1}{\omega_2}\right)^2$ în secțiunea înainte de îngustare; $\xi'_m = k\left(1 - \frac{\omega_2}{\omega_1}\right)^2$ în secțiunea după îngustare; unde k este coeficient depinzînd de unghiul conicității și egal cu: θ° = 5; 10; 15; 20; 30; 40; 50 etc. k = 0,13; 0,17; 0,26; 0,41; 0,61; 0,90; 1,0... 1,10

ξ_v este coeficientul de pierderi datorit deschiderii succesive a vanei și care variază cu gradul de deschidere n al acesteia. În cazul deschiderii cu viteză constantă, pentru diverse tipuri de vană, sînt dați coeficienții în tabelul 11.2.

Scanned with OKEN Scanner

Tabelul 11.2

Valorile coeficientului de pierderi locale la vană pentru diferite tipuri și valori $n = \frac{t}{T_1}$

Valorile $n = \frac{t}{T_1}$	Felul vanei			
	Plană cu muchia de jos ascuțită	Fluture	Cilindrică	Segment
0,100	193,25	—	35 500,00	—
0,125	—	142,20	—	82,25
0,200	44,75	—	1 500,00	—
0,250	—	55,21	—	19,32
0,300	18,05	—	280,00	—
0,375	—	20,23	—	7,63
0,400	8,37	—	60,00	5,36
0,500	4,27	7,85	18,00	3,58
0,600	2,33	—	6,00	—
0,625	—	2,88	—	1,70
0,700	1,10	—	2,30	—
0,750	—	1,11	—	0,81
0,800	0,64	—	0,90	—
0,875	—	0,41	—	0,34
0,900	0,34	—	0,24	—
1,000	0,25	0,16	0,00	0,17

unde T_1 este timpul de deschidere completă a vanei.

Tabelul 11.3

Valorile integralei α pentru diferite tipuri de vane

Tipul vanei	Valoarea integralei α pentru:				
	$\mu = 0,4$	$\mu = 0,5$	$\mu = 0,6$	$\mu = 0,7$	$\mu = 0,8$
Vană plană	0,672	0,630	0,593	0,562	0,535
Vană segment	0,696	0,651	0,613	0,578	0,555
Vană cilindrică	0,747	0,708	0,674	0,640	—
Vană fluture	0,618	0,571	0,533	0,498	0,471
Vană conică	0,732	0,698	0,668	0,639	0,613

Integrala $\int_0^t \mu_t \, dt$ se poate calcula dacă se cunoaște $\mu_t = f(t)$ sau în cazul deschiderii uniforme dacă se cunoaște $\mu_n = f(n)$ (v. tabelul 11.2). Dacă se introduce notația $\mu'_n = \mu_n/\mu$ atunci $\int_0^t \mu_t \, dt = \mu T_1 \int_0^1 \mu'_n \, dn + \mu \int_{T_1}^t dt$ și notăm :

$\int_0^1 \mu'_n \, dn = \alpha$ și $k = T_1/T$, ecuația (11.10) devine pentru $H_t = 0$ și $t = T$:

$$T = \frac{2\Omega\sqrt{H}}{\mu\omega\sqrt{2g}\,[1-(1-\alpha)k]} \qquad (11.11)$$

Cu ecuația (11.11) se poate calcula secțiunea galeriilor ω cînd se impune un timp de umplere T. Coeficientul α este dat în tabelul 11.3., iar pentru μ se pot lua valorile 0,75...0,8 pentru galerii scurte de ocolire și 0,55...0,60 pentru sisteme distribuite.

În cazul considerării forțelor de inerție se face remarca că influența acestora în timpul deschiderii vanelor este redusă și deci calculul se face de la timpul $t \geqslant T_1$, iar coeficientul de debit μ este constant; notînd $u = \mathrm{d}H_t/\mathrm{d}t$ ecuația (11.9) devine :

$$\frac{1}{2}\frac{\mathrm{d}(u^2)}{\mathrm{d}H_t} + \frac{m}{\mu^2}u^2 + nH_t = 0 \qquad (11.12)$$

Rezolvînd această ecuație în raport cu u^2, se obține :

$$u^2 = \left(\frac{\mathrm{d}H_t}{\mathrm{d}t}\right)^2 = -\frac{n\mu^2}{m}\left[\left(H_t - \frac{\mu^2}{2m}\right) - \mathrm{e}^{2\frac{m}{\mu^2}(H_1 - H_t)}\left(H_1 - \frac{\mu^2}{2m} + \frac{m}{n\mu^2}u_1^2\right)\right], \qquad (11.13)$$

în care :

H_1 este căderea corespunzătoare momentului T_1, iar

$u_1 = \mathrm{d}H_t/\mathrm{d}t$, la $t = T_1$

înlocuind pe m și n prin valorile lor și notînd :

$$\Delta = -\frac{\mu^2}{2m} = \mu^2\frac{\omega L}{B} \qquad (11.14)$$

ecuația (11.13) devine :

$$\frac{\mathrm{d}H_t}{\mathrm{d}t} = -\frac{\mu\omega\sqrt{2g}}{B}\sqrt{(H_t + \Delta) - \mathrm{e}^{-\frac{H_1 - H_t}{\Delta}}\left[H_1 + \Delta - \left(\frac{B}{\mu\omega}\right)\frac{u_1^2}{2g}\right]}. \qquad (11.15)$$

Deoarece al doilea termen de sub radical descrește rapid cînd $(H_1 - H_t)$ crește, el poate fi neglijat începînd de la momentul oarecare T_0, astfel încît (11.15) se poate scrie :

$$\frac{\mathrm{d}H_t}{\mathrm{d}t} = -\frac{\mu\omega\sqrt{2g}}{B}\sqrt{H_t + \Delta} \qquad (11.16)$$

sau, separînd variabilele și integrînd de la T_0 la un moment oarecare $T_0 < t < T$ (T fiind timpul total al umplerii sasului, în cazul considerării forțelor de inerție) și de la H_0 la H_t oarecare ($H_t \leqslant H_0$, unde H_0 este căderea corespunzătoare momentului T_0), avem :

$$t - T_0 = \frac{B}{\mu\omega\sqrt{2g}}\int_{H_t}^{H_0}\frac{\mathrm{d}H_t}{\sqrt{H_t + \Delta}} = \frac{2B}{\mu\omega\sqrt{2g}}\left(\sqrt{H_0 + \Delta} - \sqrt{H_t + \Delta}\right). \qquad (11.17)$$

Scanned with OKEN Scanner

În momentul egalării nivelurilor, $H_t = 0$, deci :

$$T - T_0 = \frac{2B}{\mu\omega\sqrt{2g}}\left(\sqrt{H_0 + \Delta} - \sqrt{\Delta}\right) \tag{11.18}$$

Considerînd $T_0 = T_1$, relația (11.18) determină influența forțelor de inerție, însă numai după deschiderea completă a vanei.

Examinînd relația (11.16) se constată că după $H_t = 0$, viteza dH_t/dt nu este nulă și se anulează pentru $H_t = -\Delta$. Aceasta înseamnă că datorită forțelor de inerție umplerea se continuă după atingerea nivelului de egalizare, depășind nivelul din bieful amonte cu mărimea $\Delta = \frac{\mu^2\omega L}{\Omega}$ și dînd naștere unor oscilații amortizate.

La ecluzele cu zid de cădere, la care alimentarea se face frontal, umplerea sasului are loc printr-o curgere la început neînecată și apoi înecată, porțile sau vanetele din ele pot fi manevrate astfel încît : 1) ridicarea lor să se termine exact în momentul înecării orificiului ; 2) ridicarea lor să se termine înaintea înecării orificiului ; 3) ridicarea lor să se termine după înecarea orificiului. Fără a mai reda calculele intermediare, care sînt analoage celor de mai sus, se vor indica numai formulele pentru calculul timpului T de umplere a sasului (considerînd ipoteza ridicării uniforme a vanelor). În primul caz, notînd cu H_v diferența de cotă dintre nivelul biefului amonte și centrul orificiului de alimentare, rezultă :

$$T = \frac{2\Omega H}{\mu\omega\sqrt{2g H_v}}. \tag{11.19}$$

În al doilea caz, notînd cu T_1 timpul necesar deschiderii vanelor (și care se dă inițial), rezultă :

$$T = \frac{T_1}{2} + \frac{\Omega(H + H_v)}{\mu\omega\sqrt{2g H_v}}. \tag{11.20}$$

În al treilea caz, notăm cu T_0, timpul necesar înecării orificiului, cu T_1 timpul necesar ridicării vanelor și cu H_1 căderea în momentul T_1, rezultă :

$$T = T_1 + \frac{2\Omega\sqrt{H_1}}{\mu\omega\sqrt{2g}}. \tag{11.21}$$

în care :

$$H_1 = \left[\sqrt{H_v} - \frac{\mu\omega\sqrt{2g}}{4\Omega T_1}(T_1^2 - T_0^2)\right]^2$$

$$T_0 = \sqrt{\frac{2\Omega(H - H_v)T_1}{\mu\omega\sqrt{2g H_v}}}.$$

Aplicație

Se vor calcula curbele de umplere și debit pentru o ecluză de pe fluviul Dunărea, alimentată prin 4 galerii principale și două zone de cîte 10 galerii transversale cu orificii. Datele de bază sînt următoarele:

— lungimea sasului	L	= 314	m
— lățimea sasului	B	= 34	m
— suprafața în plan a sasului	Ω	= 10 680	m^2
— căderea maximă	H	= 17,90	m
— timpul de deschidere a vanelor	T_1	= 250	s
— secțiunea galeriilor principale	ω	= 72	m^2
— lungimea galeriilor principale	l_1	= 120	m
pînă în centrul zonelor	l_2	= 244	m

— variația coeficientului de debit este dată tabelar în funcție de gradul de deschidere a vanei:

n =	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
μ_n =	0,13	0,27	0,42	0,515	0,57.

Răspuns.

În cazul în care nu se ține seama de termenul inerțial, relația de calcul (11.10), în diferențe finite devine: $\sqrt{H} - \sqrt{H_t} = \dfrac{\Sigma \mu_n \Delta t}{A}$, unde: $A = \dfrac{2LB}{\omega\sqrt{2g}} = \dfrac{2 \times 10\,680}{72 \times 4{,}43} = 66{,}85$

Calculul se conduce tabelar, pentru variația nivelului apei în sas, în cazul considerat introducîndu-se notația $h_t = H - H_t$. Valorile succesive obținute prin calcul pentru un $t = 606$ s sînt date în tabelul 11.4

Tabelul 11.4

t s	μ_n	$\sum_0^t \mu_n \Delta t$	H_t m	h_t m	Q m^3/s
0	0,00	0,00	17,90	0,00	0
50	0,13	3,25	17,60	0,30	174
100	0,27	13,25	16,25	1,60	347
150	0,42	30,50	14,20	3,70	505
200	0,515	53,90	11,38	6,52	555
250	0,57	81,00	9,12	8,78	548
300	0,57	109,50	6,70	11,20	471
350	0,57	137,00	4,75	13,15	397
400	0,57	165,50	3,06	14,84	318
450	0,57	194,00	1,77	16,13	242
500	0,57	222,50	0,81	17,09	164
600	0,57	279,50	0,003	17,87	10
606	0,57	282,80	0,000	17,90	0

Dacă se ține seama de termenul inerțial se folosește relația (11.17), sub forma:

$$\sqrt{H_1 + \Delta} - \sqrt{H_t + \Delta} = \frac{\Sigma \mu \Delta t}{A}$$

Tabelul 11.5

t s	μ_n	$\sum_{t_1}^{t} \mu_n \Delta t$	$H_t+\Delta$ m	h_t m	Q m³/s
250	0,57	0	9,52	8,78	548
300	0,57	28,5	7,05	11,25	483
350	0,57	57,0	4,97	13,33	406
400	0,57	85,5	3,26	15,04	329
450	0,57	114,0	1,90	16,40	251
500	0,57	142,5	0,91	17,39	173
550	0,57	171,0	0,27	18,02	95
600	0,57	199,5	0,01	18,29	18
612	0,57	206,2	0,00	18,30	0

unde:

$$\Delta = \frac{\mu^2 \omega\, l_{med}}{\Omega} = \frac{0{,}57^2 \times 72 \times 182}{10\,680} = 0{,}4 \text{ m}$$

Calculul se începe din momentul $t = T_1$, în care $H_1 = 8{,}78$; valorile obținute fiind date în tabelul 11.5.

11.2.3. DETERMINAREA FORȚELOR HIDRODINAMICE CARE ACȚIONEAZĂ ASUPRA NAVELOR

La determinarea forțelor hidrodinamice se consideră trei grupe de forțe care însumate acționează asupra navelor ecluzate și deci și asupra parîmelor acestora.

În prima grupă intră forțele a căror cauză este panta variabilă a suprafeței libere a apei ca urmare a mișcării nepermanente în camera ecluzei. Aceste forțe se mai consideră ca fiind produse de valurile suprafeței libere a apei din sas.

În a doua grupă intră forțele hidrodinamice produse de vitezele de transport a apei, de la punctele de alimentare în celelalte zone ale ecluzei.

A treia grupă o reprezintă forțele produse de acțiunea locală a apei în punctele de acces.

Din încercările de laborator, măsurători în natură și cercetări teoretice rezultă că forțele produse de valuri au cea mai mare pondere și în general cercetătorii se ocupă mai mult de acest grup de forțe.

Pentru alimentarea frontală calculul forțelor produse de valuri este posibilă pe baza relațiilor propuse de M. V. Mihailov. Viteza de propagare a valului, înainte de a ajunge la navă, este dată de relația:

$$c_s = \sqrt{g \frac{\omega_s}{B_s}} \qquad (11.22)$$

Scanned with OKEN Scanner

În secțiunea ocupată de vas viteza de transport a valului este :

$$c_s = \sqrt{\left[\frac{(\omega_s - \omega_v)}{B_s}\right] g}, \tag{11.23}$$

unde :

ω_s este suprafața secțiunii udate a sasului

B_s — lățimea sasului ecluzei ;

ω_v — suprafața cuplei maestre a navei.

Panta superficială a suprafeței libere a apei se poate exprima în funcție de denivelarea z produsă de introducerea în sas a unui debit suplimentar ΔQ:

$$i_s = \frac{z}{\Delta l} = \frac{\Delta Q}{B_s c_s} \cdot \frac{1}{\Delta l} \tag{11.24}$$

unde Δl este distanța parcursă de val în timpul Δt sau dacă $\Delta l = c_s \Delta t$, rezultă :

$$i_s = \frac{\Delta Q}{\Delta t} \frac{1}{c_s^2 B_s} = \frac{\Delta Q}{\Delta t} \frac{1}{g(\omega_s - \omega_v)}. \tag{11.25}$$

Iar forța longitudinală produsă de valuri P_L este :

$$P_L = i_s W = \frac{\Delta Q}{\Delta t} \frac{W}{g(\omega_s - \omega_v)}. \tag{11.26}$$

La alimentarea frontală condiția pusă timpului de deschiderea vanei este ca valoarea dată de expresia (11.26) să fie mai mică decît forța admisibilă :

$$\frac{\Delta Q}{\Delta t} \frac{1}{g(\omega_s - \omega_v)} \leqslant \frac{P_{adm}}{W}.$$

Forța admisibilă P_{adm} se calculează cu formula lui Semanov, $P_{adm} = 1{,}38 \sqrt[3]{W}$ (în kN). Valorile obținute prin relația lui Semanov sînt apropiate de cele prevăzute de normele sovietice N.S. 303/1965.

Considerînd că în momentul inițial variația debitului este dată de relația :

$$\left(\frac{\Delta Q}{\Delta t}\right)_{t=0} = \frac{\mu \omega \sqrt{2g} \sqrt{H}}{T_v} \tag{11.27}$$

rezultă că timpul minim de deschidere cu viteză constantă a vanei este :

$$T_1 \geqslant \frac{\mu \omega W \sqrt{2H}}{P_{adm} \sqrt{g}\,(\omega_s - \omega_v)}. \tag{11.28}$$

La sistemele distribuite se adoptă o relație asemănătoare propusă tot de A. V. Mihailov, care ține seama de faptul că valoarea forțelor care acționează asupra navei este mai mică decît la alimentarea frontală și că maximum apare la un interval de timp oarecare după începerea umplerii. În acest caz, forța maximă longitudinală este dată de relația :

$$P_L = \Phi \frac{dQ}{dt} \frac{W}{g[\omega_s + (H - H_l) B_s - \omega_v]}. \qquad (11.29)$$

Coeficientul Φ este un număr adimensional subunitar a cărui valoare se poate admite $\Phi = 0{,}6...0{,}7$ pentru sistemele de alimentare cu galerii longitudinale și orificii și $\Phi = 0{,}4...0{,}5$ pentru sisteme de alimentare distribuite cu galerii secundare și orificii.

Deși s-au făcut multe cercetări teoretice și verificări ale relațiilor propuse pentru determinarea valorii maxime a forțelor care acționează asupra navelor ecluzate, totuși pentru sistemele de alimentare sînt necesare încercări pe modele hidraulice pentru a determina cu exactitate caracteristicile hidraulice și funcționale ale ecluzei respective.

Modelele hidraulice asigură compararea mai multor scheme pentru sistemul de alimentare, pe baza rezultatelor putîndu-se alege varianta optimă din punct de vedere funcțional.

În țara noastră încercările pentru una din cele mai mari ecluze din Europa, ecluza Sistemului Hidroenergetic și de Navigație „Porțile de Fier", s-au realizat la laboratorul hidraulic al I.S.P.H. Cercetările au condus la o soluție modernă cu parametri funcționali ridicați. În cadrul aceluiași institut sînt în curs de realizare cercetări hidraulice pentru ecluzele amenajărilor din aval de Porțile de Fier.

11.2.4. VANELE SISTEMELOR DE ALIMENTARE

Galeriile de alimentare ale ecluzelor se închid cu vane metalice a căror formă și amplasament depind de sistemul de alimentare, de caracteristicile capetelor, de sistemul și poziția mecanismelor de manevrare a porților etc. Vanele se amplasează de obicei în bajoaierele capetelor, simetric față de axul longitudinal al ecluzei, pe porțiunea orizontală a galeriei sau, în cazul existenței zidului de cădere, după punctul în care axul galeriei trece pe direcție orizontală. Puțul vanei trebuie să aibă dimensiuni suficient de mari pentru a se putea efectua operațiile de montare, revizie și reparație ale acesteia.

În cele ce urmează, se vor descrie principalele tipuri de vane întrebuințate la ecluze (fig. 11.25).

Scanned with OKEN Scanner

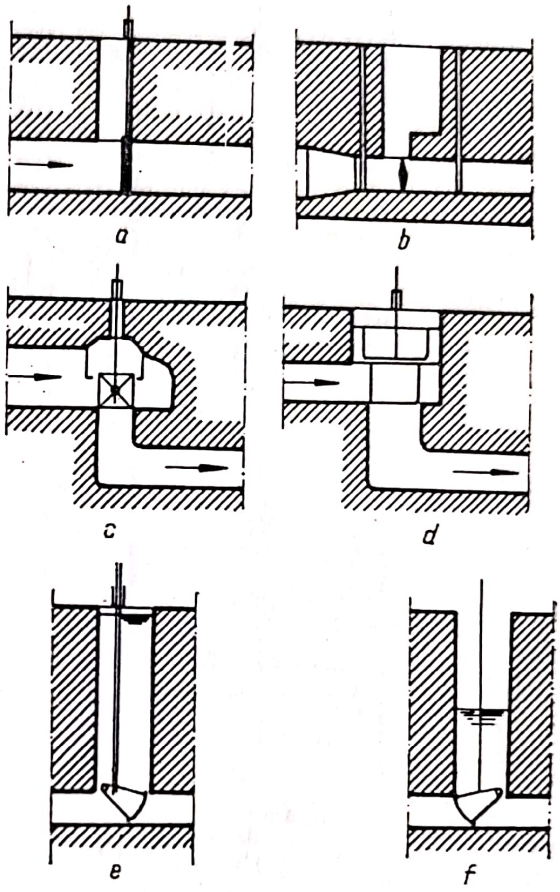


Fig. 11.25. Tipuri de vane la sistemele de alimentare:
a — vană plană; *b* — vană fluture; *c* — vană cilindrică închisă; *d*—vană cilindrică deschisă; *e*—vană segment normală; *f* — vană segment inversă.

Vanele plane verticale se amplasează în porțiunile orizontale ale galeriilor de alimentare și au de regulă dimensiuni care nu depășesc 4...6 m (fig. 11.26). Dimensiunile vanei se pot micșora față de cele ale galeriei de alimentare asigurîndu-se racordarea secțiunilor cu un unghi de maximum 3...4°. Aceasta va duce la reducerea coeficientului de debit al sistemului cu numai cîteva procente, micșorîndu-se însă substanțial costul echipamentului. Etanșarea vanei se face pe întregul perimetru (fig. 11.27). La prag etanșarea se realizează, la presiuni mici, printr-o grindă de lemn, iar lateral în mod analog sau cu ajutorul unei tole metalice elastice, fixată pe vană. Pentru etanșarea superioară se folosește o bandă de cauciuc sau de piele care, în poziția închisă a vanei, este presată către elementele încastrate. La căderi mari etanșarea se realizează pe întreg conturul cu profile de cauciuc, iar la partea superioară cu o bandă de cauciuc.

Vanele plane constituie tipul cel mai răspîndit pentru galeriile de alimentare, datorîtă simplității și solidității construcției, ușurinței execuției și montajului, precum și accesibilității la revizii și reparații. Ca

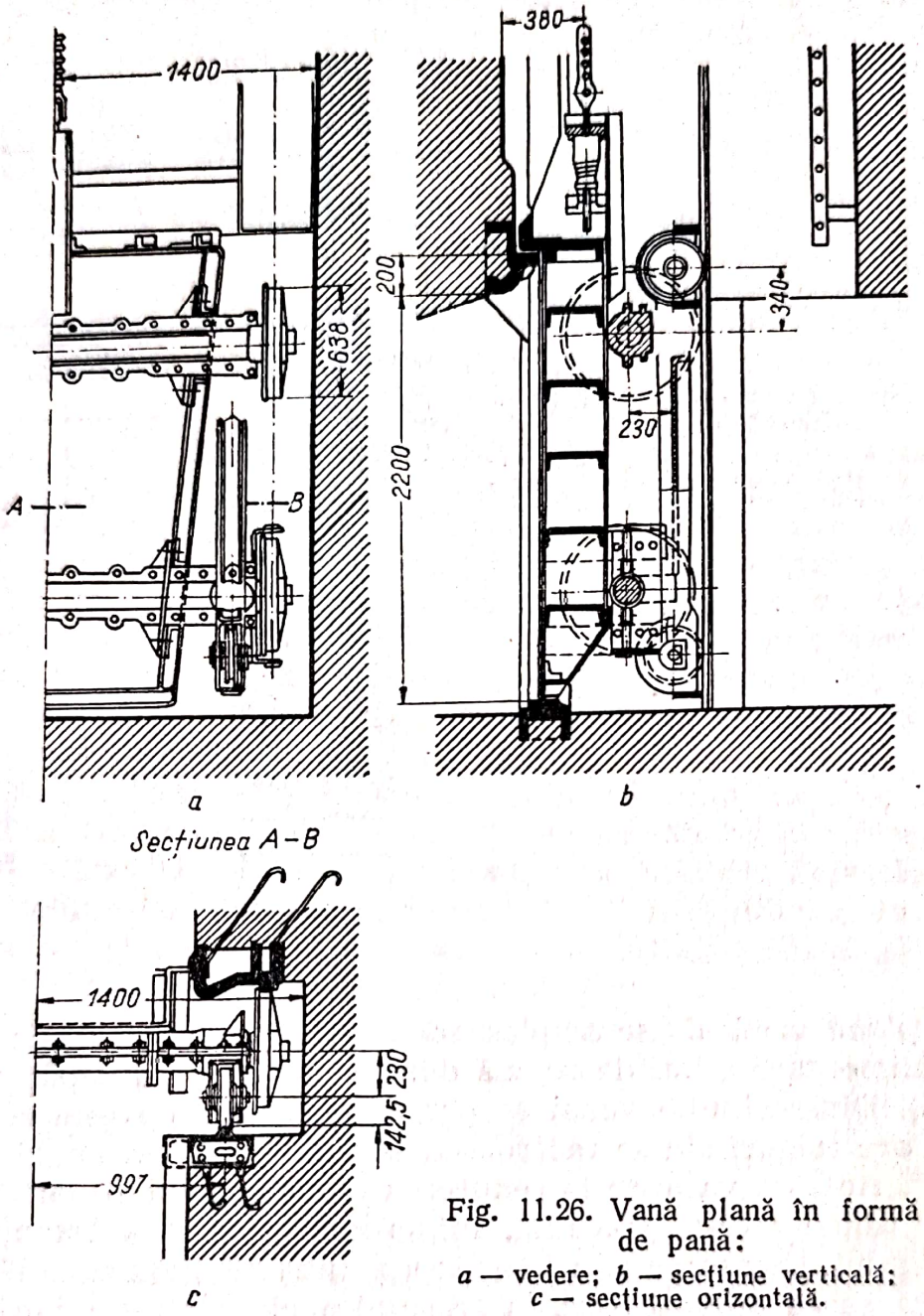


Fig. 11.26. Vană plană în formă de pană:
a — vedere; *b* — secțiune verticală; *c* — secțiune orizontală.

neajunsuri principale se pot cita : greutatea relativ mare a vanei și a mecanismelor, efectele hidrodinamice nefavorabile (vibrații) și dificultatea realizării etanșărilor laterale și superioare.

Vanele cilindrice acoperă orificii verticale rotunde și sînt folosite la capetele amonte sau intermediare ale ecluzelor cu zid de cădere, fiind amplasate în punctul de racordare a porțiunii orizontale a galeriei de alimentare cu porțiunea ei verticală, precum și la alimentări din bazine economizoare. (fig. 11.28, 11.29).

Scanned with OKEN Scanner

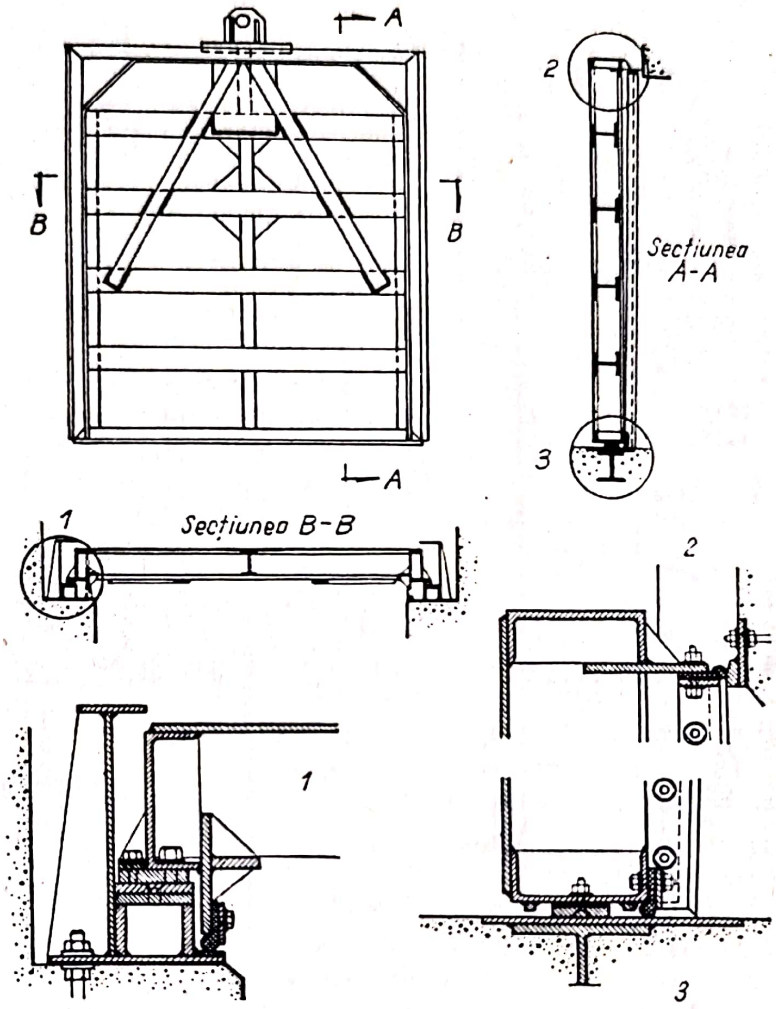


Fig. 11.27. Vană plană dreptunghiulară:
1 — detaliu de etanșare laterală; 2 — etanșare superioară; 3 — etanșare inferioară.

Galeria de alimentare, care are secțiunea curentă circulară, trebuie să aibă în dreptul vanei o formă specială, pentru a asigura pătrunderea uniformă a apei pe întregul diametru al vanei ; se recomandă o nișă de forma arătată în figura 11.28. Se observă că, pentru a se asigura o admisie treptată a apei, partea inferioară a tolei are forma unor dinți.

Vanele fluture sînt vane plane dreptunghiulare sau circulare, care se deschid prin rotirea în jurul unui ax vertical sau orizontal (fig. 11.30). La deschidere, vana se rotește cu 90°, devenind paralelă cu curentul. Dar, datorită vitezelor mari, cît și micșorării secțiunii de curgere chiar în poziția complet deschisă, pot lua naștere zone de vacuum în spatele vanei, vibrații și fenomene de eroziune.

Dimensiunile maxime ale vanelor fluture sînt de 2...3 m. Cele două părți situate de o parte și de alta a axului de rotație au uneori lățimi

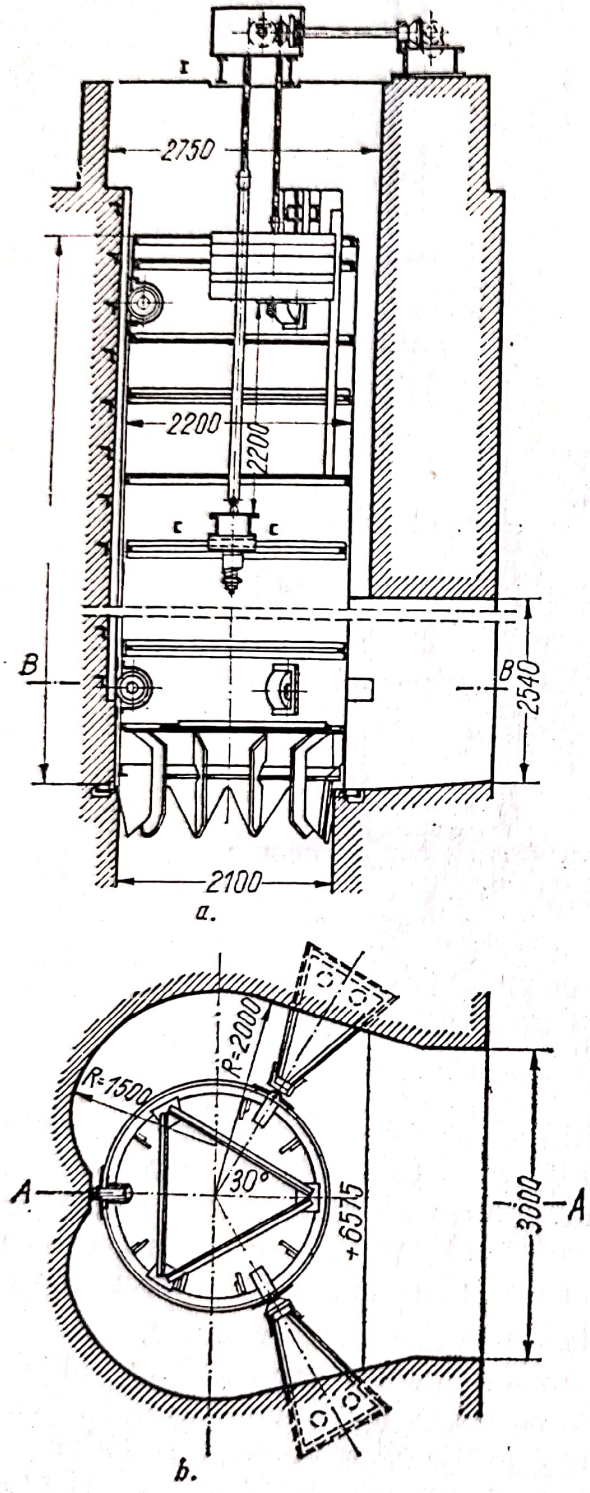


Fig. 11.28. Vană cilindrică înaltă deschisă:
a — secțiune verticală; *b* — secțiune orizontală.

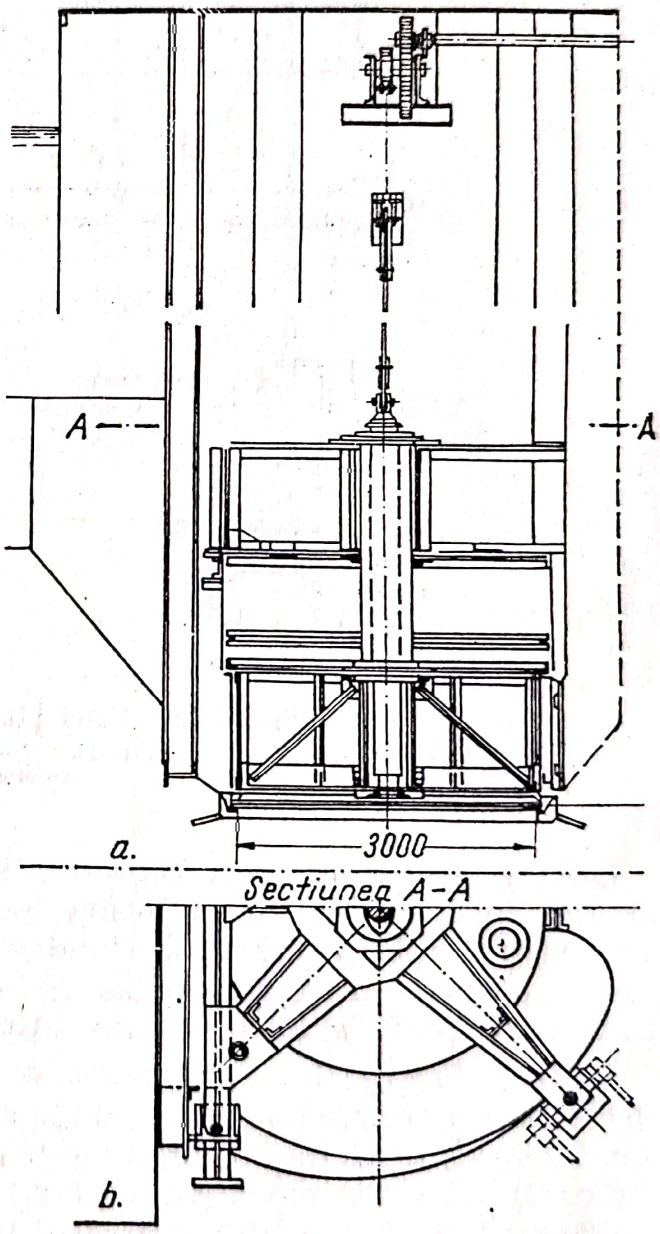


Fig. 11.29. Vană cilindrică închisă:
a — secțiune verticală; *b* — secțiune orizontală.

Scanned with OKEN Scanner

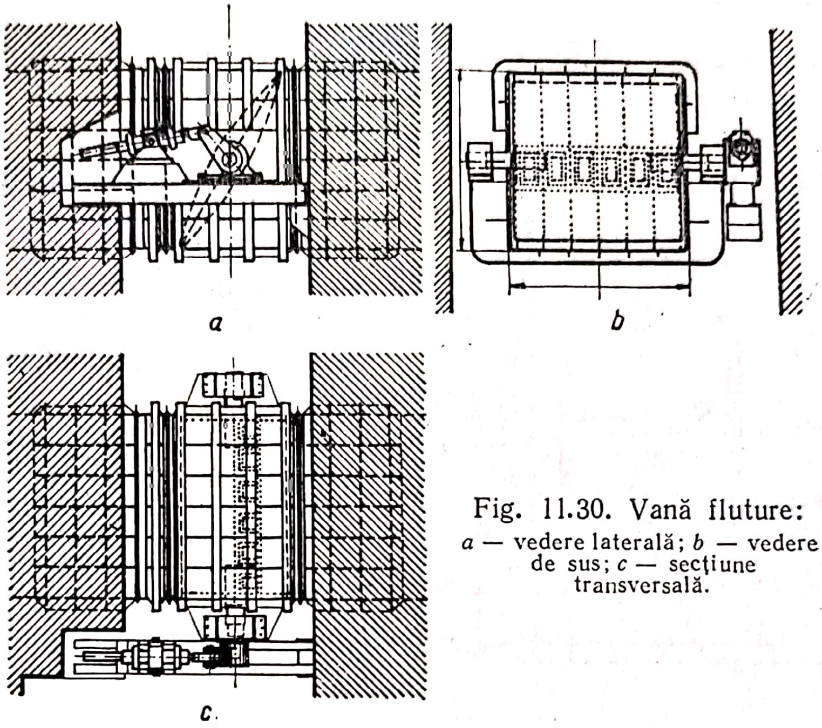


Fig. 11.30. Vană fluture:
a — vedere laterală; *b* — vedere de sus; *c* — secțiune transversală.

diferite, ceea ce permite o închidere ușoară și o bună etanșare, datorită diferenței de presiune pe cele două părți ale vanei.

Vanele segment (fig. 11.31) se dispun pe porțiunile orizontale ale galeriilor de alimentare. Construcția lor este asemănătoare cu cea a stavilelor segment, cu deosebirea că etanșarea se face pe întregul contur. Vanele segment sînt avantajoase, deoarece necesită o forță de ridicare mică, pot acoperi orificii mari și rezistă la sarcini considerabile, sînt simple în manevrare și se închid prin greutatea proprie. În ultimul timp s-au folosit în special *vane segment invers*, care au etanșarea spre aval (fig. 11.32).

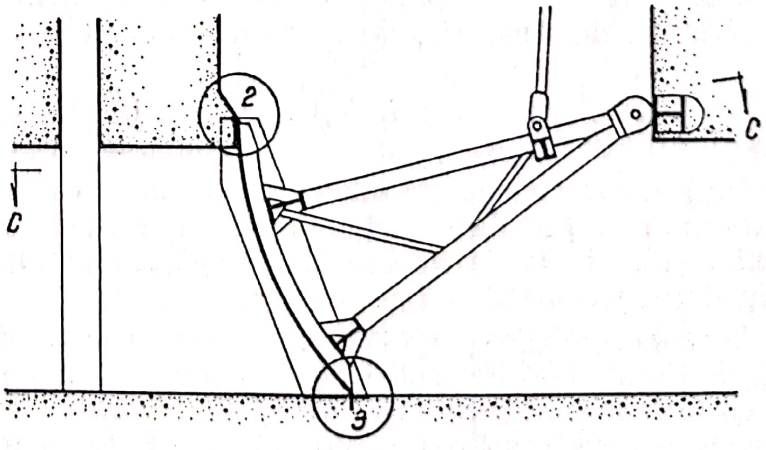


Fig. 11.31. Vană segment normală.

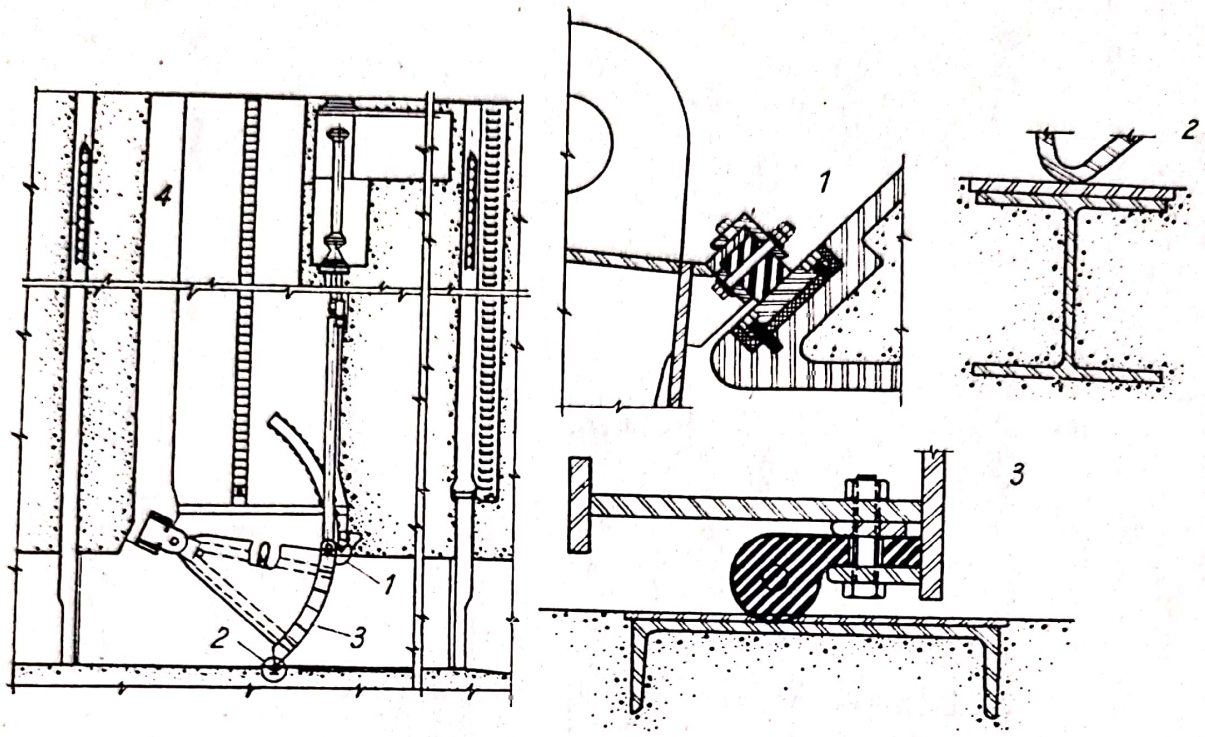


Fig. 11.32. Vană segment inversă:
1 — detaliu de etanșare superioară; *2* — detaliul tălpii inferioare; *3* —detaliul etanșării laterale.

11.3. BAJOAIERELE, RADIERUL ȘI CAPETELE ECLUZEI

11.3.1. CARACTERISTICI CONSTRUCTIVE

Bajoaierele, radierul și *capetele* reprezintă părțile de construcție cele mai importante ale unei ecluze, atît din punct de vedere al costului și al volumului de lucrări cît și al condițiilor de exploatare. Alegerea caracteristicilor constructive ale acestor elemente depinde de natura terenului de fundație, de mărimea căderii și de tipul sistemului de alimentare.

Bajoaierele pot fi : *independente* (fig. 11.33) sau legate solidar cu radierul într-un *sistem unitar bajoaier-radier* (fig. 11.34).

Bajoaierele cu pereți taluzați reprezintă tipul cel mai vechi și se întîlnesc numai pe căile navigabile de importanță redusă, în cazul căderilor mici și acolo unde consumul de apă nu are importanță sau terenul de fundație este slab.

Bajoaierele din *palplanșe metalice* rezolvă într-un mod rațional problema realizării ecluzelor pe terenuri de fundație slabe ; se construiesc sub forma unor pereți de palplanșe ancorate care, prin însăși construcția lor, nu permit adoptarea sistemelor de alimentare prin canale longitu-

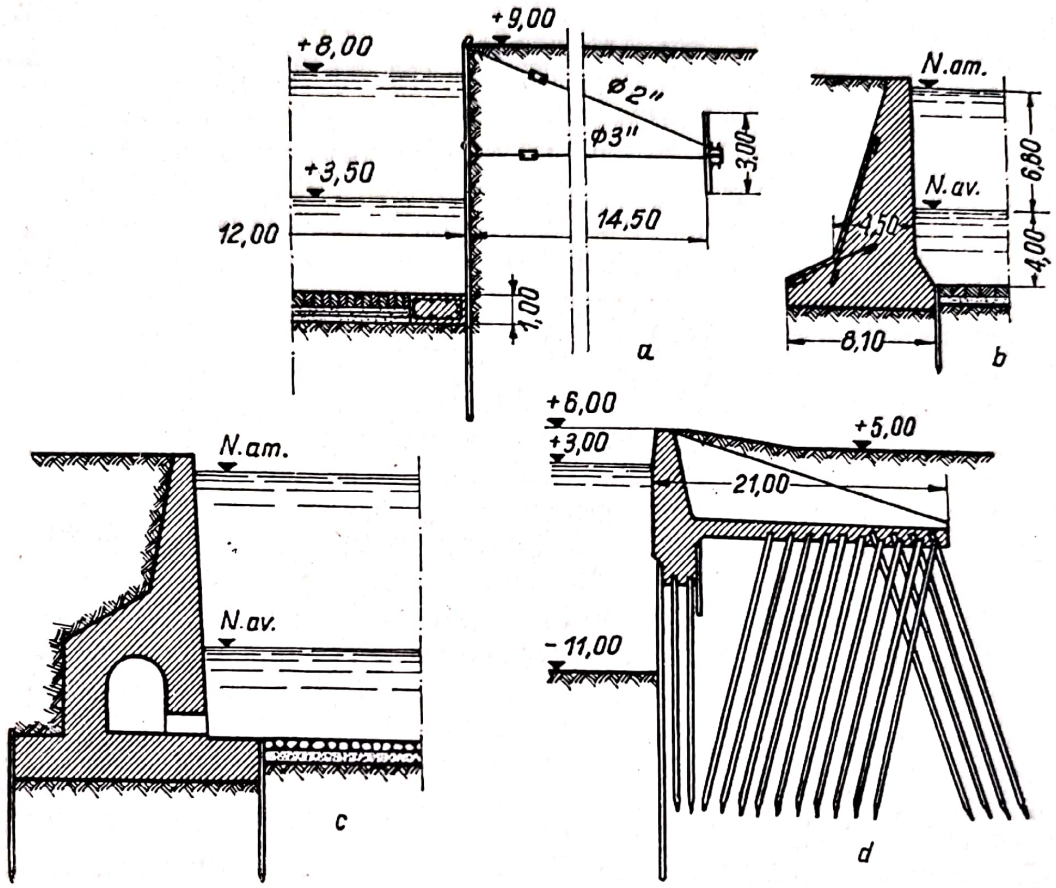


Fig. 11.33. Tipuri de bajoaiere independente:
a — din palplanşe; *b* — zid de sprijin; *c* — zid de sprijin cu galerii longitudinale; *d* — chei pe piloţi înalţi.

dinale. Radierul se realizează de obicei dintr-un schelet de grinzi de beton armat care menţin cei doi pereţi de palplanşe la distanţa dorită; golurile dintre grinzile radierului sînt umplute cu elemente de protecţie (prefabricate din beton), aşezate pe un pat de nisip şi pietriş, de tipul unui filtru invers. Palplanşele transmit tracţiunile în ancoraj prin intermediul unei centuri alcătuite din două profile ⊏, montate astfel încît faţa dinspre sas a peretelui să rămînă perfect netedă. Ancorajele trebuie să aibă manşoane de întindere situate cît mai aproape de perete, scopul acestora fiind realizarea unei tensiuni uniforme în toţi tiranţii, mai ales în urma eventualelor tasări ale terenului din spatele palplanşelor. Pentru a putea prelua eforturile suplimentare produse de tasări sau de deformaţiile peretelui în timpul exploatării, se recomandă ca ancorajele să fie articulate în palplanşe, sau chiar să fie alcătuite din cabluri metalice. Sistemul de ancoraj este partea cea mai sensibilă a întregii construcţii şi constituie cauza majorităţii defectelor observate la bajoaierele metalice. O deosebită atenţie trebuie acordată etanşării pereţilor, deoarece circulaţia apei şi a particulelor fine prin interspaţiile

dintre palplanșe produce tasări. Dacă etanșarea proprie a palplanșelor nu este suficientă, se pot face etanșări cu cîlți sau prin sudură.

Bajoaierele independente în formă de *zid de sprijin* se execută din beton, mai rar din zidărie de piatră. Aproape întotdeauna talpa fundației zidului înaintează în interiorul sasului, pentru a se mări stabilitatea și a se reduce presiunea pe teren. O bună stabilitate se poate obține prin folosirea unei console prevăzute în spatele bajoaierului, la fel ca la zidurile de sprijin obișnuite. Fața văzută a bajoaierului este verticală, pentru a nu micșora gabaritul sau, la ecluze foarte înalte, se dă o înclinare de cca 1 : 100. Pentru evitarea infiltrațiilor, în lungul bajoaierelor independente, se bate un perete de palplanșe care eventual atinge un strat impermeabil. Dacă alimentarea se face prin galerii longitudinale, zidul are o formă evazată caracteristică. Această formă este economică, fiindcă nu îngroașe zidul decît acolo unde este nevoie și fiindcă prin teșirea feței sale exterioare se poate introduce în calcul și greutatea prismului de pămînt de deasupra, care dă un efect favorabil asupra stabilității bajoaierului. Grosimea zidurilor în jurul canalelor de alimentare se ia $(0{,}75...1{,}0)\,c$, unde c este lățimea galeriei, iar muchia superioară a acesteia trebuie să se găsească la cca 0,5...0,7 m sub nivelul minim al apei din sas, pentru ca prin rosturile transversale sau prin eventualele fisuri din zidărie, să nu pătrundă aer în galerie.

La proiectarea bajoaierelor independente de tipul zidurilor de sprijin masive, soluția trebuie comparată întotdeauna cu profilul transversal de *tip carenă*, avîndu-se în vedere următoarele dezavantaje ale primului tip : eliminarea completă a apei din sas, în vederea reparațiilor, nu se poate face decît prin coborîrea nivelului apei subterane la nivelul radierului ; costul realizării unui radier permeabil nu este sensibil mai mic decît cel al unui radier continuu de beton ; protejarea fundului ecluzei cu plăci de beton sau piatră se poate admite pînă la căderi de 6,0...7,0 m, deoarece la căderi mai mari, curentul puternic care ia naștere la alimentarea ecluzei poate produce dizlocarea acestora și spălarea terenului de dedesubt.

Au fost realizate și bajoaiere independente în formă de ziduri de sprijin alcătuite dintr-o placă de beton armat și contraforți. Observațiile efectuate la ecluzele existente de acest tip au arătat însă că asemenea construcții nu sînt recomandabile ca bajoaiere, deoarece de pe o parte costul oțelului beton și al cofrajelor echivalează sau chiar întrece pe cel al zidurilor de sprijin masive, iar pe de altă parte elementele subțiri de beton armat rezistă mai prost ca elementele masive la lovirea și tracțiunea exercitată de nave.

Sistemul bajoaier — radier în formă de carenă poate fi realizat continuu sau cu rosturi ce despart radierul de bajoaiere. Sistemele continue se construiesc prin turnarea radierului pe toată lungimea sa, apoi a bajoaierelor. În funcție de dimensiunile transversale ale radierului și ale bajoaierelor, sistemul în formă de carenă poate fi considerat ca un cadrul rigid, semirigid (montanți rigizi — bajoaierele și rigla — radierul elastic), sau elastic (fig. 11.34).

Scanned with OKEN Scanner

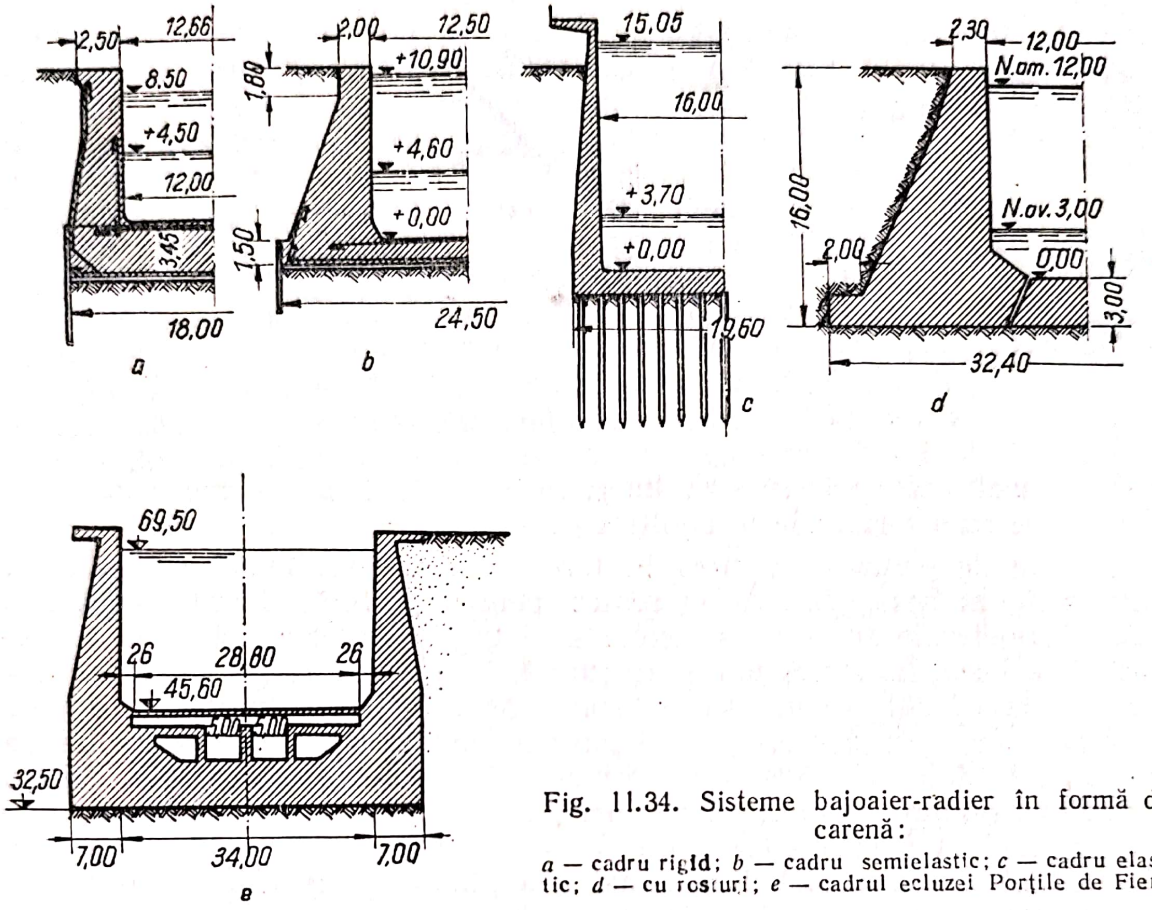


Fig. 11.34. Sisteme bajoaier-radier în formă de carenă:

a — cadru rigid; *b* — cadru semielastic; *c* — cadru elastic; *d* — cu rosturi; *e* — cadrul ecluzei Porțile de Fier.

Sistemul continuu bajoaier-radier fiind static nedeterminat, pentru siguranța calculului, iar uneori și din motive constructive, se prevăd două rosturi laterale în radier, fie înclinate la 75°...80°, fie sub formă de trepte și astfel încît subpresiunea să nu poată ridica radierul (fig. 11. *34, d*). La ecluzele de beton armat se mai pot prevedea rosturi sau articulații și în axul radierului. Realizarea secțiunii transversale a sasului sub formă de carenă constituie în prezent soluția cea mai răspîndită și mai economică și prezintă avantajul de a permite evacuarea completă a apei din sas, fără lucrări suplimentare, precum și o repartizare pe o suprafață mare a sarcinilor, la terenul de fundație.

Bajoaierele în formă de cheu de piloți înalți se întîlnesc mai ales la ecluzele maritime și se construiesc după tipul cheiurilor pe piloți înalți. Figura 11.33, *d* reprezintă unul dintre bajoaierele unei ecluze maritime; el constă dintr-un radier în care sînt încastrate capetele piloților și care preia sarcinile și dintr-un zid de sprijin cu contraforți. Pentru micșorarea lungimii palplanșei și pentru o încastare cît mai solidă a acesteia, radierul este prevăzut la partea sa anterioară cu grindă de beton armat (șorț). Protecția bajoaierului s-a făcut prin plăci de bazalt de 0,5 m grosime. Datorită costului ridicat al acestui cheu, nu s-a adoptat

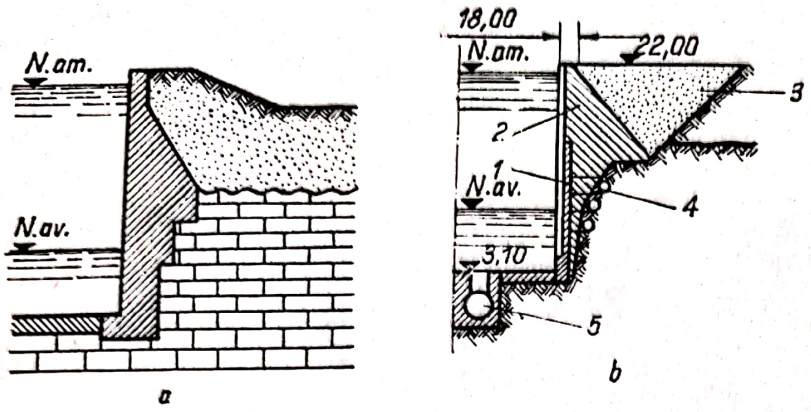


Fig. 11.35. Bajoaiere în teren stîncos:
a — din beton; *b* — din beton armat. *1* — dală; *2* — zid de sprijin; *3* — umplutură; *4* — dren; *5* — galerii de alimentare.

același profil tip pe întreaga lungime a ecluzei, ci pe tronsoane, în funcție de caracteristicile terenului de fundație.

Bajoaierele ecluzelor situate în teren stîncos (fig. 11.35) se reduc la căptușeli din beton sau beton armat, pentru preîntîmpinarea degradării rocii. Bajoaierele de beton se execută în trepte, descrescînd de la suprafață spre bază. În stîncă puțin rezistentă, în care nu se pot prevedea ancoraje, bajoaierul trebuie să fie stabil prin greutatea proprie. Lățimea treptelor se ia de cca 0,5 m. Bajoaierele de beton armat, construite pe stîncă, sînt dale continue, simplu rezemate pe nervuri verticale. Pentru antedimensionare, distanța între nervuri se poate lua de 2...3 m, grosimea dalei la partea superioară $\delta = 0{,}4$ m, iar la partea inferioară $\delta = 1...1{,}5$ m, la aceste dimensiuni adăugîndu-se un strat de protecție cu o grosime de circa 0,2 m. Pentru reducerea presiunii apei asupra bajoaierelor, se amenajează drenuri orizontale în cazul zidurilor în formă de trepte și drenuri verticale în cazul zidurilor de grosime constantă. Infiltrațiile mai pot fi reduse și, prin injecții cu mortar de ciment, sub o presiune de 6...9 at., zona de acțiune în fisurile stîncii fiind de 6...7 m. Se mai poate aplica și metoda bitumizării, prin injectarea bitumului fierbinte (fără conținut de parafină), care în contact cu stînca rece și cu apa se solidifică, formînd un strat impermeabil. Avantajele bitumizării sînt următoarele: se poate aplica chiar în cazul curenților subterani cu viteze mari; defectele lucrărilor executate pot fi ușor îndepărtate, prin reîncălzirea bitumului cu ajutorul curentului electric.

La capetele ecluzelor situate în teren stîncos, se prevăd radiere de beton împotriva infiltrațiilor precum și ecrane verticale realizate prin injecții; dacă stînca are fisuri și sînt posibile infiltrații puternice, radierul se execută continuu pe toată lungimea ecluzei. El trebuie asigurat contra plutirii, ceea ce se realizează nu atît prin greutatea sa proprie deoarece ar da naștere la grosimi prea mari, cît prin armarea sa și fixarea în fundația stîncoasă cu ajutorul unor ancoraje. Uneori se poate obține o micșorare a subpresiunii prin executarea unor drenuri sub radier și prin evacuarea apei de infiltrații în bieful inferior. În cazul ancorării de fundul stîncos, radierul are o grosime de 0,3...0,4 m.

Scanned with OKEN Scanner

Capetele ecluzei depind, ca formă constructivă, de mărimea căderii, natura terenului fundației, felul porților și sistemul de alimentare. Ele constau, ca și sasul, din bajoaiere puternice și radier, dar sarcinile pe care le suportă (greutatea porților, a dispozitivelor de alimentare, a mecanismelor de manevrare etc.), mult mai mari ca cele care solicită secțiunea curentă a sasului, impun dimensiuni sporite și în special fundații mai adînci. Rigiditatea mare a capetelor necesită de obicei realizarea lor în mod independent de restul sasului și despărțirea lor printr-un rost. Alteori capetele se realizează solidar cu tronsonul alăturat sasului, formînd un bloc care se întinde pînă la primul rost al sasului.

Capul amonte este de obicei caracterizat prin existența zidului de cădere, deci printr-o înălțime redusă a porților. Se pot adopta următoarele dimensiuni inițiale la proiectarea capetelor (fig. 11.36) : unghiul porților buscate $\theta = 20°...22°$, iar săgeata $f = 0{,}5\ B\ \mathrm{tg}\theta$; adîncimea nișei

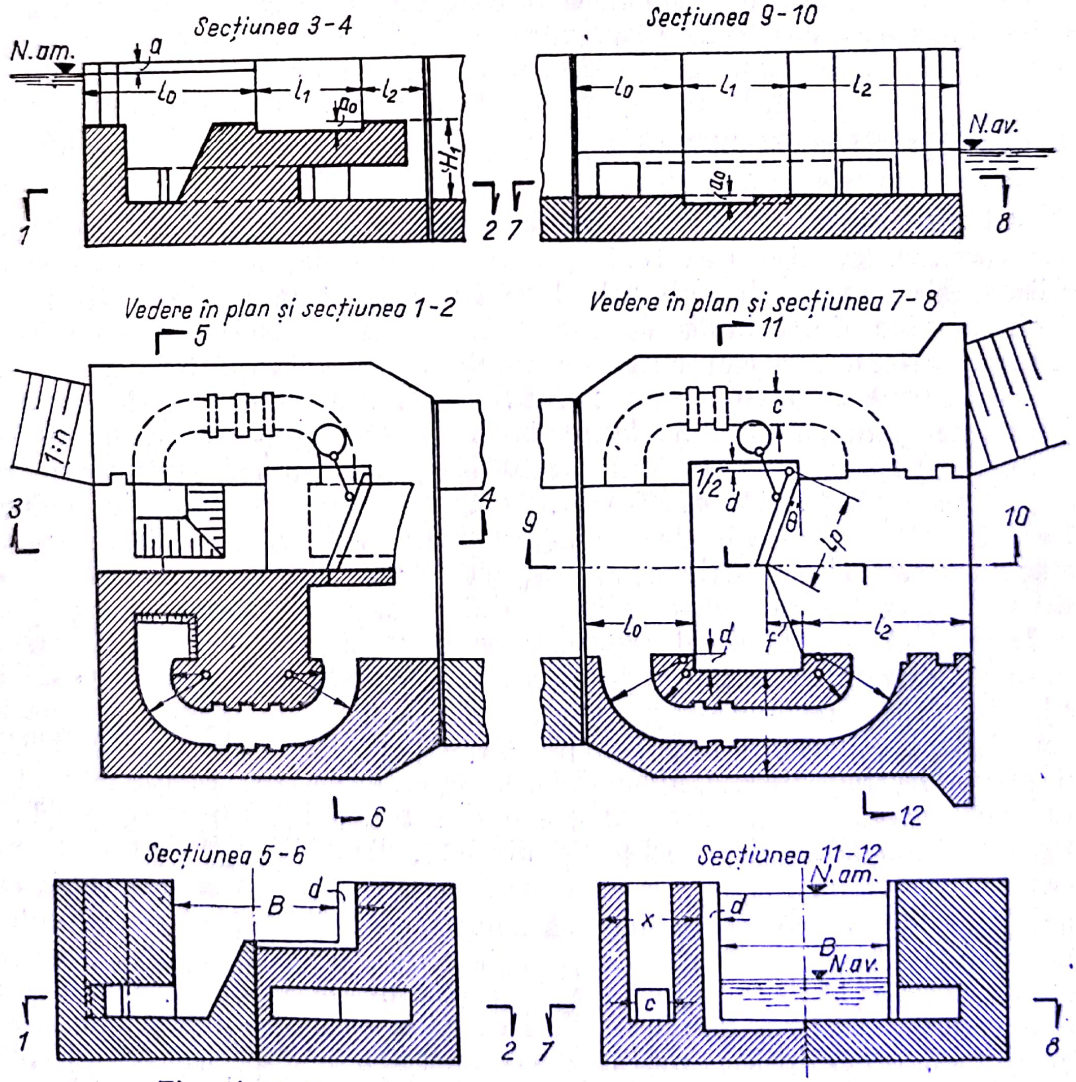


Fig. 11.36. Schema capetelor amonte și aval ale unei ecluze.

porților $d = 0{,}1B$; lungimea porților buscate $l_p = (B+d)/2 \cos \vartheta$; lungimea nișei porților $l_1 = (1{,}05...1{,}10)\ l_p$; lungimea zidului de intrare dintre bieful amonte $l_0 = (0{,}5...0{,}7)\ H$, iar pentru cel dinspre bieful aval $l_2 = H$ și $l_2 > 5$ m ; înălțimea platformei peste nivelul maxim $a =$ = 0,5...1,0 m ; adîncimea nișței porților sub radier $a_0 = 0{,}5...1{,}0$ m ; grosimea zidului în dreptul nișei porților $x = 3c$ unde c este dimensiunea în plan a galeriei de alimentare ; înclinarea taluzului în fața capetelor $1 : n = (1 : 1{,}25)...\ (1 : 1{,}5)$; înălțimea zidului de cădere $H_1 = H - a_1$, unde H este căderea, iar a_1 este amplitudinea oscilației nivelului bieflui amonte, considerată de la nivelul de reținere normal, pînă la nivelul navigabil minim.

Capul aval se caracterizează de obicei prin aceea că trebuie să permită trecerea pe deasupra sa a unei căi de comunicație. Dimensiunile inițiale se aleg prin analogie cu cele ale capului amonte. În apropierea capului aval debușează galeriile de golire a sasului ; de obicei se iau măsuri speciale de protecție a zonei respective.

11.3.2. FORȚE ȘI IPOTEZE DE CALCUL

La calculul static și de rezistență al diferitelor elemente ale unei ecluze navigabile, alegerea rezistențelor admisibile, a coeficienților de stabilitate și a metodelor de calcul se face, ca și la celelalte construcții hidrotehnice, în funcție de mărimea și însemnătatea construcției. Încadrarea diferitelor elemente ale unei ecluze se face în raport cu categoria căii de transport, cu durata de funcționare a elementelor (permanente, provizorii) și cu importanța lor în asigurarea capacității de funcționare (principale, secundare, auxiliare). Pentru căile interioare de transport pe apă (STAS 4723-61) există 4 clase : *I* — cale de transport magistrală ; *II* — cale de transsport principală ; *III* — cale de transport secundară ; *IV* — cale de transport locală. Aceste 4 categorii se includ în categoriile de construcție *2*, *3* și *4* (pentru ultimele două). Elementele a căror durată de funcționare este mai mare de 5 ani sînt considerate permanente. După importanța lor în asigurarea capacității de funcționare, sînt considerate principale elemente care, în caz de avarie sau în timpul reparației lor, duc la întreruperea sau diminuarea traficului (capetele, bajoaierele, dispozitivele de alimentare, porțile etc), iar secundare, elementele a căror scoatere din funcțiune nu au consecințe prea grave (estacadele de acostare și dirijare, dispozitivele de amortizare a șocurilor etc.).

Forțele și încărcările ce acționează asupra ecluzelor și a elementelor lor componente sînt : — greutatea proprie a diferitelor elemente, precum și a construcțiilor și instalațiilor auxiliare (cabine de comandă, dispozitive de manevrare etc.) ; — presiunea hidrostatică și hidrodinamică a apei, subpresiunea, infiltrațiile ; împingerea orizontală și verticală a gheții ; — împingerea activă a pămîntului ; — încărcările datorită zăpezii și vîn-

Scanned with OKEN Scanner

tului ; — forţele rezultate din variaţiile de volum ale materialului de construcţie (datorită variaţiilor de temperatură, contracţiei betonului etc.); — încărcările utile şi cele date de oameni (pe platformă, pasarele etc.); — forţele reactive (presiunile de fundaţie, împingerea pasivă a pămîntului, frecări etc.) ; — forţele excepţionale (cutremure, explozii etc.). Majoritatea acestor forţe se determină la fel ca la celelalte construcţii hidrotehnice. Ecluzele prezintă însă unele particularităţi în ceea ce priveşte evaluarea presiunii apei pe infiltraţie şi a portanţei acesteia, precum şi a sarcinilor date de nave.

Presiunea apei de infiltraţie are o mare importanţă deoarece ecluza lucrează în condiţii grele din acest punct de vedere, fiind supusă într-un ritm rapid la sarcini variabile. Schemele fenomenelor de infiltraţie sînt condiţionate de permeabilitatea sau impermeabilitatea radierului, precum şi de amplasamentul sasului în raport cu frontul de retenţie al nodului hidraulic. În cazul ecluzelor cu radier permeabil şi avînd sasul situat în bieful aval, capul amonte (iar la ecluzele în trepte şi capul intermediar) este udat de un curent de infiltraţie dirijat spre aval în timpul golirii sasului, iar capul aval, în timpul umplerii sasului.

Pe sub capetele ecluzei infiltraţia are un caracter spaţial şi poate fi cercetată experimental, prin metoda analogiei electrohidrodinamice. Pentru diminuarea subpresiunii, la capetele ecluzei se pot prevedea dispozitivele din figura 11.37.

Infiltraţia apei pe sub bajoaiere poate fi întotdeauna considerată plană, dată fiind lungimea mare a acestora. În cazul infiltraţiei în jurul capetelor ecluzei se folosesc modele spaţiale. De obicei, în spatele bajoaierelor se prevede un drenaj care menţine nivelul maxim al apelor subterane la o cotă intermediară între nivelurile biefurilor amonte şi aval (fig. 11. 38). Cînd nivelul biefului aval nu variază mult, drenul se amplasează la 1...1,5 m deasupra nivelului maxim aval. La oscilaţii mari

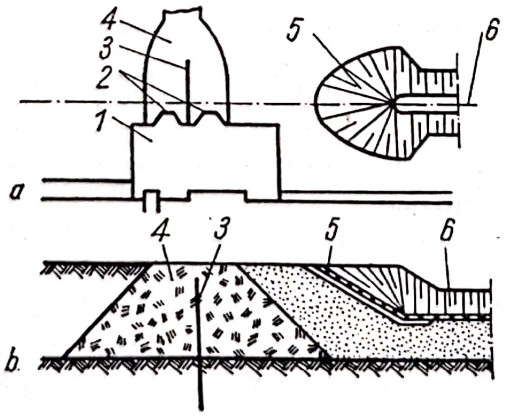
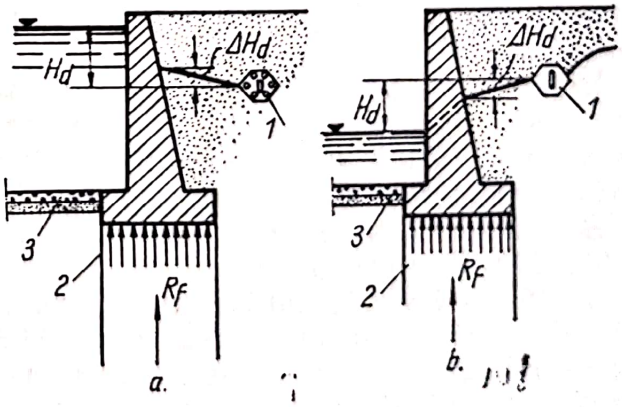


Fig. 11.37. Sisteme pentru diminuarea infiltraţiilor:

a — plan; *b* — secţiune transversală. *1*—culee; *2*—pinteni; *3*—palplanşă; *4* — pinten de argilă; *5* — filtru invers; *6* — cunetă de drenaj.



Fip. 11.38. Subpresiunile la bajoaiere:

a — ipoteza sasului plin; *b* — ipoteza sasului gol; *1* — dren; *2* — perete de palplanşe; *3* — filtru invers

ale nivelului aval, drenul se așază la cota nivelului maxim aval. Drenajelor li se dă o pantă de 1 : 200, 1 : 500 înspre bieful aval. Pentru evitarea unor infiltrații prea puternice de-a lungul bajoaierelor, drumul de infiltrație se prelungește prin pereți de palplanșe.

Alegerea preliminară a conturului subteran al capetelor și bajoaierelor se face pe baza gradienților medii admisibili ai curentului de infiltrație în terenul de fundație. Lungimea minimă este dată de relația aproximativă :

$$L_{min} = H/I_{adm} = L_v + 1{,}5\,L_0, \tag{11.30}$$

unde :

L_v este lungimea porțiunilor verticale ;

L_0 — lungimea porțiunilor orizontale ;

I_{adm} — gradientul de infiltrație admisibil, care are valoarea 1,0 — pentru ecran de argilă, 0,5 — pentru argilă nisipoasă, 0,33 — pentru nisipuri grosiere și 0,25 — pentru nisipuri fine.

Deoarece calculele devin dificile dacă se ține seama de caracterul nepermanent al mișcărilor de infiltrație datorită variației nivelului apei în sas, în proiectare se iau de obicei în considerare următoarele două cazuri limită de exploatare :

1. Nivelul apei din sas se menține, între ecluzări, la nivelul biefului amonte, un timp suficient pentru ca mișcarea de infiltrație din sas înspre dren să poată fi considerată ca permanentă. Apoi sasul se golește atît de rapid, încît presiunea de infiltrație sub capul amonte și sub bajoaiere să poată fi considerată neschimbată, adică egală cu aceea din cazul sasului plin.

2. Nivelul apei din sas se menține între ecluzări, la nivelul biefului aval, un timp suficient pentru ca mișcarea de infiltrație dinspre dren către sas să poată fi considerată ca permanentă. Apoi sasul se umple atît de rapid, încît presiunea de infiltrație pe sub bajoaiere, corespunzătoare sasului gol, să poată fi considerată ca neschimbată.

Împingerea pămîntului se calculează după metodele cunoscute. În terenurile legate se poate ține seama de coeziune, în măsura în care aceasta continuă să existe după acțiunea apei subterane ; în umplutură nu se recomandă a se lua în considerație coeziunea.

Suprasarcina pentru calculul bajoaierelor se ia q = 3,9...4,9 kN/m² (400...500 kgf/m²) în cazul încărcării cu oameni sau autocamioane și q = 19,6 kN/m² (2 000 kgf/m²) în cazul halajului cu locomotive electrice. Dacă există și posibilitatea depozitării pe platformele din apropierea ecluzei a diverselor materiale sau mărfuri, se ia q = 9,8...14,7 kN/m² (1 000...1 500 kgf/m²).

Încărcările date de nave P sînt datorite izbirii acestora de elementele ecluzei, precum și tracțiunii în parîme, în timpul ecluzării. În cazul elementelor de beton armat și al navelor cu deplasamentul W = 44,1...49 MN (4 500 tf) se poate lua :

pentru elementele sasului	$P_s = 1/300\ W$
pentru cheiurile de acostare în zone rectilinii de acces	$P_r = 1/200\ W$
pentru estacadele de ghidaj în zone curbilinii de acces	$P_c = 1/150\ W$

Pentru navele petroliere cu deplasamentul pînă la 127 MN (13 000 tf) se ia $P_s = W/400$; $P_r = W/300$; $P_c = W/200$. Se poate folosi și formula $P = 0{,}117\ k\sqrt[3]{W^2}$ (în kN), unde k = 1,0 pentru elementele sasului, k = 1,67 pentru sectoarele rectilinii și k = 2,0 pentru sectoare curbilinii ale construcției de acces.

Ipotezele de calcul static la proiectarea bajoaierelor, radierului și capetelor ecluzei presupun următoarele cazuri în situația de exploatare :

a) Sasul plin pînă la nivelul maxim și nivel minim al curbei de depresiune în umplutura sau drenajul din spatele construcției.

b) Sasul gol pînă la nivelul minim și la nivelul maxim al curbei de depresiune în umplutura sau drenajul din spatele construcției. În perioada de construcție pot exista condiții mai grele decît în timpul exploatării (de exemplu lipsa apei subterane în spatele bajoaierelor), ipotezele depinzînd în mare măsură de schema de execuție și organizare adoptată. Nu se vor lua în considerație cazurile de execuție completă a bajoaierului fără umpluturile respective. Dimensiunile umpluturii minime se determină în proiect pentru a nu deveni această ipoteză dezavantajoasă. Pentru radiere cu rost temporar se calculează în două etape : cu rosturile provizorii deschise și după închiderea lor.

Al treilea caz este cel de reparații, cînd există posibilitatea ca sasul să fie complet gol, iar nivelul apelor subterane în spatele bajoaierelor să fie maximum. Se mai determină, de asemenea, în acest caz, la ce cotă se poate îndepărta umplutura.

11.3.3. CALCULUL BAJOAIERELOR

În calculul bajoaierelor de orice tip, acestea se consideră încastrate rigid în radier. Dimensiunile transversale ale bajoaierelor se determină din condiția de reparație (sas gol) cu umplutura completă și nivelul maxim al apelor subterane. Numai la partea superioară dimensiunile pot depinde de solicitările navelor.

În cazul bajoaierelor sasurilor masive de tip doc, ale ecluzelor navigabile fundate pe terenuri nestîncoase, cu condiția unei tasări uniforme în cursul execuției și exploatării, împingerea pămîntului pe un zid imobil, dat fiind că nu există alunecări, se determină prin metodele teoriei elasticității. Rezultanta împingerii active E este dată de relația :

$$E = (\gamma H^2/2 + qH)\xi. \qquad (11.31)$$

Scanned with OKEN Scanner

unde :

H este înălțimea umpluturii ;

γ — greutatea volumetrică a pământului ;

q — suprasarcina ;

$\xi_0 = \mu_0/(1-\mu_0)$, coeficientul de presiune laterală în stare de repaus. În cazul unor ziduri înalte, modul de comportare a umpluturii nu influențează valoarea ξ_0, aceasta putîndu-se determina dacă cunoaștem valoarea lui μ_0 (coeficientul lui Poisson) care este dat în funcție de natura materialului în tabelul 11.6.

Tabelul 11.6

Valorile coeficienților lui Poisson μ_0 pentru diferite tipuri de pământuri

Tipuri de pământuri	Coeficientul lui Poisson	Tipuri de pământuri	Coeficientul lui Poisson
Argile tari	0,10...0,20	Pietriș-bolovăniș	0,12...0,17
Argile compacte	0,25...0,30	Nisipuri	0,17...0,29
Argile prăfoase	0,33...0,37	Argile nisipoase	0,21...0,29
Argile plastice	0,38...0,45		

Bajoaierele în formă de zid de sprijin trebuie să fie stabilite la alunecare și răsturnare, să asigure o repartiție cît mai uniformă a presiunilor pe talpa de fundație și să creeze un drum lung de infiltrație.

În cazul amplasării galeriilor de alimentare longitudinale în bajoaiere, calculul trebuie să țină seama de existența acestor goluri (fig. 11.39).

Bajoaierele ecluzelor situate în teren stîncos se calculează în mod diferit, după cum sînt realizate din beton sau beton armat. Ele sînt solicitate de presiunea apei de infiltrație, dinspre peretele stîncos. Intensitatea acestei presiuni este $p = \alpha \gamma y$ unde y este adîncimea punctului considerat sub nivelul de calcul, iar α un coeficient de reducere a presiunii hidrostatice și ale cărui valori se iau între limitele următoare : — pentru stîncă

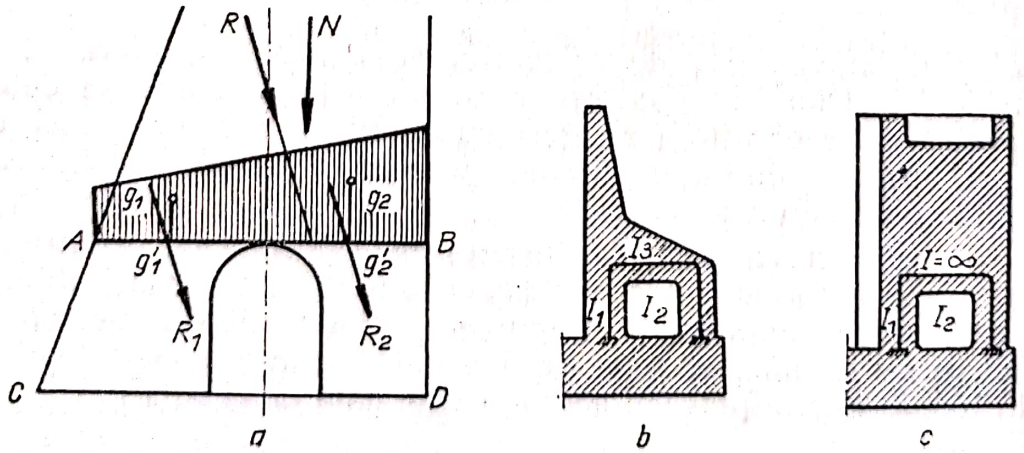


Fig. 11.39. Schemă pentru calculul bajoaierelor cu galerii longitudinale.

puțin fisurată, compact, $\alpha = 0{,}25...0{,}30$; — pentru gresie $\alpha = 0{,}6...0{,}8$. Ca nivel de calcul al apei din spatele bajoaierului se ia partea superioară a drenului de la suprafața stratului stîncos. Calculele se efectuează în ipoteza sasului gol.

În cazul bajoaierelor de beton și al unei stînci care nu permite prevederea unor ancoraje, secțiunile din dreptul fiecărei trepte se dimensionează în ipoteza că nu apar tensiuni în beton. Dacă stînca este destul de rezistentă pentru a se putea prevedea ancoraje, se procedează în felul următor. Fie e excentricitatea forței normale N, în raport cu centrul secțiunii AB de la nivelul unei trepte (fig. 11.40). Rezistența R_3 în punctul C va fi :

$$R_3 = N/A \pm M_y/I = N/b\left[1 \pm \frac{12\,e}{b^2}\left(b_1 - \frac{b}{2}\right)\right], \qquad (11.32)$$

iar dimensionarea treptei se face punînd condiția $R_3 \geqslant 0$.

Tensiunea de pe suprafața CB este preluată de un bulon de ancorare înclinat cu unghiul β față de verticală și pentru care :

$$S = T/\cos\beta = R_2\,(b - b_1)/2\cos\beta. \qquad (11.33)$$

Pentru treapta următoare, se ține seama de reacțiunile precedentei. Secțiunea se verifică și la forfecare, în care caz nu se ține seamă de bulon. Verificarea la răsturnare se face presupunînd că forțele în buloanele de ancorare S_1', S_2', ..., S_n', sînt proporționale cu distanțele la punctul O :

$$S_1'/d_1 = S_2'/d_2 = ... = S_n'/d_n, \text{ deci } S_i' = S_1'\frac{d_i}{d_1}\,(i = 2...n)$$

Luînd momentele în raport cu punctul O și notînd cu M_G și M_r respectiv momentele datorită greutății proprii și cel de răsturnare, avem :

$$(S_1'd_1 + S_2'd_2 + ... + S_n'd_n) + M_G = M_r \qquad (11.34)$$

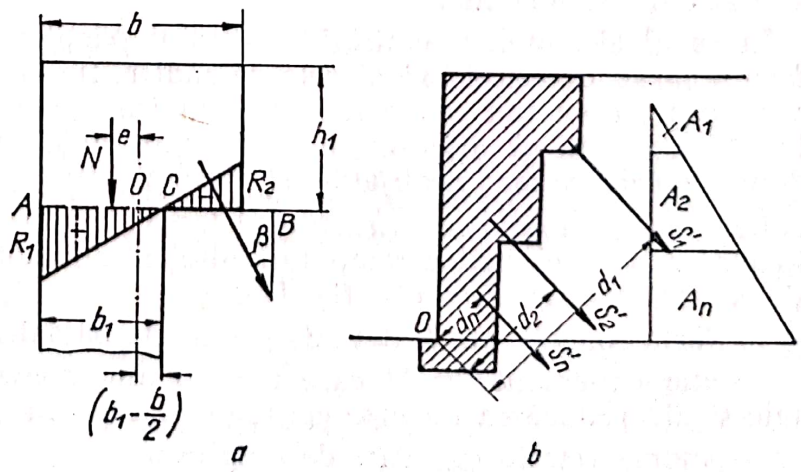


Fig. 11.40. Scheme pentru calculul bajoaierelor situate în teren stîncos.

sau :

$$\frac{S_1'}{d_1}(d_1^2 + d_2^2 + \ldots + d_n^2) + M_G = M_r,$$

deci

$$S_1' = (M_r - M_G)\, d_1 / \sum_{i=1}^{n} d_i^2 \qquad (11.35)$$

Verificarea la lunecare se face neglijînd adeziunea betonului față de stîncă și considerînd forțele în buloane proporționale cu suprafețele aferente efective A_1, A_2, ..., A_n, ce le revin din împingerea orizontală $A_i/S_i'' = A_i$; relația generală de stabilitate la lunecare este deci :

$$f(G - V) + \lambda \sum_{i=1}^{n} A_i \sin \beta = \sum_{i=1}^{n} A_i \,. \qquad (11.36)$$

de unde rezultă

$$\lambda = \sum_{i=1}^{n} A_i - f(G - V) / \sum_{i=1}^{n} A_i \sin \beta \,. \qquad (11.36')$$

V fiind subpresiunea, iar f — coeficientul de frecare al betonului pe stîncă. Dimensiunile buloanelor de ancoraj se determină în funcție de cea mai mare dintre forțele S, S', S''.

11.3.4. CALCULUL RADIERELOR CONTINUE

Am arătat că ecluzele de beton armat cu secțiunea în formă de carenă pot fi considerate cadre rigide, semirigide sau elastice. Tipurile curente sînt sisteme semirigide.

În cazul sistemelor semirigide, studiul părților componente se poate face separat, detașînd bajoaierele de radier, fie la nivelul feței superioare a acestuia, fie tăind radierul în prelungirea feței interioare a bajoaierului. Se constată că diferențele între rezultatele calculelor făcute în cele două alternative sînt neglijabile și nu depășesc 5%.

Pentru determinarea momentelor încovoietoare și a forțelor tăietoare, în majoritatea cazurilor toate sarcinile care acționează asupra construcției se reduc la următoarele (fig. 11.41) :

— forța concentrată P dată de greutatea bajoaierului ;

— suma momentelor M care rezultă din momentele forțelor orizontale și din reducerea forțelor concentrate P la intradosul bajoaierului;

— suprasarcinile q_{sup} date de umplutură.

Scanned with OKEN Scanner

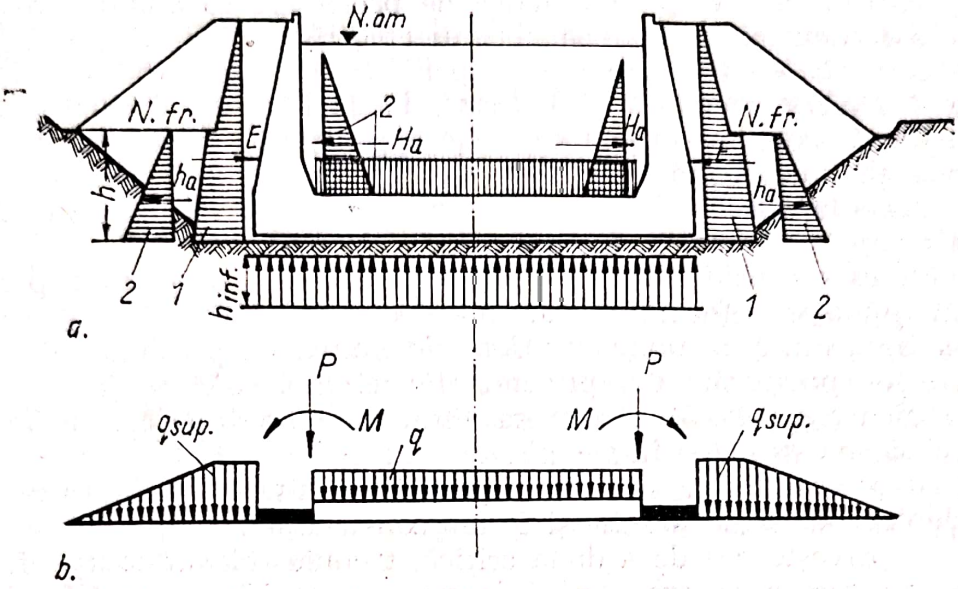


Fig. 11.41. Schema pentru determinarea momentelor încovoietoare și a forțelor transversale, care acționează asupra construcției sasului:
a — schema forțelor; *b* — schema sarcinilor de calcul; *1* — împingerea pământului; *2* — presiunea hidrostatică.

Calculul radierelor continue constă în principal în determinarea reacțiunilor terenului de fundație ca urmare a conlucrării acestuia cu radierul sub acțiunea sarcinilor exterioare. Radierele continue ale sasurilor se calculează ca grinzi pe mediu elastic. În calcul trebuie știută preliminar grosimea radierului. Acesta se poate lua 0,20...0,25 din înălțimea bajoaierului și 0,10... 0,12 din lățimea sasului.

Determinarea reacțiunilor terenului se face în ipoteza că acesta este un mediu elastic. Ecuația diferențiată a fibrei medii deformate a unei grinzi rezemate continuu pe un mediu elastic este :

$$EI\frac{d^4y}{dx^4} = -\,p(x) \qquad (11.37)$$

unde :

I este momentul de inerție al grinzii ;

y — tasarea ;

$p(x)$ — reacțiunea terenului ;

$E = E_1/(1-\mu^2)$, E_1 fiind modulul de elasticitate al materialului, iar μ coeficientul lui Poisson. Deoarece această ecuație cuprinde două funcții necunoscute, $y(x)$ și $p(x)$, este necesară o relație suplimentară. Un prim grup de metode de calcul introduce această relație sub forma ipotezei lui **Winkler**:

$$p(x) = k_0\, y(x) \qquad (11.38)$$

constanta k_0 fiind coeficientul de tasare (sau de pat).

Pentru sasurile ecluzelor, în practica de proiectare se admit următoarele valori ale coeficientului de pat : pentru pietrișuri $k_0 = 20...40$ N/cm³, pentru nisipuri $k_0 = 15...20$ N/cm³ și pentru pămînturi argiloase $k_0 = 50...100$ N/cm³, (respectiv 2...4 kgf/cm³, 1,5...2 kgf/cm³, 5...10 kgf/cm³).

Ipoteza lui Winkler are un caracter de aproximație, deoarece proprietățile fizice ale terenurilor sînt mult mai complexe decît acelea care rezultă din relația (11.38). Neajunsurile ipotezei pot fi formulate în felul următor :

— terenul este considerat ca avînd proprietățile unui corp perfect elastic, neglijîndu-se deformațiile sale plastice ;

— deplasarea dintr-un punct nu depinde numai de presiunea din acel punct, ci și de presiunile din punctele învecinate, ceea ce face ca deformațiile mediului elastic să nu se limiteze numai la conturul construcției, ci să se extindă și în vecinătatea ei ;

— pentru același teren și aceeași persiune unitară, coeficientul de tasare k depinde de dimensiunile și forma construcției.

În ceea ce privește cea de a doua critică, trebuie relevat totuși faptul că o serie de încercări au arătat că deformarea numai în dreptul fundației poate fi admisă pentru o mare varietate de terenuri. În legătură cu ultima critică adusă ipotezei lui Winkler, o serie de autori au dat formule care exprimă pe k atît în funcție de dimensiunile fundației, cît și de caracteristicile elastice și geotehnice ale terenului. În acest fel se poate admite că ipoteza lui Winkler, cu toată simplitatea se poate reprezenta, în multe cazuri, modul de comportare al terenului de fundație.

O aplicație a ipotezei lui Winkler este *metoda grinzii infinite*. În cazul adoptării ipotezei lui Winkler, ecuația fibrei medii deformate devine :

$$EI\frac{d^4y}{dx^4} = -ky \tag{11.39}$$

Introducînd constanta caracteristică a sistemului

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}}$$

soluția ecuației este de forma :

$$y = e^{\lambda x}(C_1 \cos \lambda x + C_2 \sin \lambda x) + e^{-\lambda x}(C_3 \cos \lambda x + C_4 \sin \lambda x) \tag{11.40}$$

$C_1,...,C_4$ fiind constante de integrare. Din (11.40) se pot deduce prin derivare expresiile unghiului de rotație al axei deformate 0, momentului încovoietor M și forței tăietoare Q.

$$\frac{dy}{dx} = \operatorname{tg} \theta \cong \theta, \quad -EI\frac{d^2y}{dx^2} = M, \quad -EI\frac{d^3y}{dx^3} = Q$$

Pentru a avea soluția efectivă a ecuației (11.39), corespunzătoare unui anumit caz de încărcare, trebuie determinate constantele $C_1...C_4$; acestea depind de felul încărcării și au aceeași valoare pe fiecare porțiune a grin-

zii pe care expresia fibrei medii deformate și toate derivatele sale sînt continue. Valorile lor pot fi obținute din condițiile existente la cele două capete ale unei asemenea porțiuni. Dintre cele patru cantități y, θ, M, Q, sînt cunoscute de obicei două la fiecare capăt al porțiunii, ceea ce este de ajuns pentru a se putea determina constantele $C_1,...C_4$. Din acest punct de vedere problema poate fi privită ca rezolvată în întregime. Această cale este însă deosebit de laborioasă și nu se pretează cu ușurință la aplicații practice.

Dificultatea determinării constantelor de integrare este în mare parte înlăturată în cazul *metodei suprapunerii*, numită și *metoda grinzii infinite*. Ea se bazează pe observația că pentru o grindă de lungime infinită (*grinda infinită*), determinarea constantelor de integrare este foarte ușoară, iar soluția se poate exprima prin formule simple, pentru o serie de încărcări uzuale ; prin suprapunerea efectelor obținute pe grinda infinită se pot apoi deduce soluții pentru grinzi de orice lungime și cu orice încărcări și condiții la capete.

Să considerăm o grindă de lungime infinită în ambele direcții și încărcată cu o forță concentrată P în punctul O. Datorită simetriei figurii, vom considera numai jumătatea de grindă de la dreapta punctului O, care este originea axelor. Grinda avînd lungimea infinită, putem presupune că la o distanță foarte mare de punctul de aplicație al forței, tasarea este nulă, adică $y = 0$ cînd $x \to \infty$. Această condiție poate fi îndeplinită numai dacă în expresia (11.40) avem $C_1 = C_2 = 0$. Din condiția de simetrie mai rezultă $\theta = 0$ cînd $x = 0$, deci $C_3 = C_4 = C$. Formula (11.40) devine atunci :

$$y = C\,e^{-\lambda x}(\cos \lambda x + \sin \lambda x),\ (x \geqslant 0) \tag{11.41}$$

constanta C putînd fi determinată din condiția ca suma reacțiunilor terenului să echilibreze forța P, adică :

$$2\int_0^\infty k\ y\ dx = 2\ k\ C\int_0^\infty e^{-\lambda x}(\cos\ \lambda x + \sin\ \lambda x)\ dx = 2\ kC\frac{1}{\lambda} = P$$

deci (11.41) devine :

$$y = \frac{P\lambda}{2k}e^{-\lambda x}(\cos \lambda x + \sin \lambda x),\ (x > 0). \tag{11.41'}$$

Dacă se notează :

$$A_{\lambda x} = e^{-\lambda x}(\cos \lambda x + \sin \lambda x),\ B_{\lambda x} = e^{-\lambda x}\sin \lambda x$$

$$C_{\lambda x} = e^{-\lambda x}(\cos \lambda x - \sin \lambda x),\ D_{\lambda x} = e^{-\lambda x}\cos \lambda x$$

rezultă :

$$\left.\begin{aligned} y &= \frac{P\lambda}{2k} A_{\lambda x}, \quad \theta = \frac{dy}{dx} = -\frac{P\lambda^2}{k} B_{\lambda x} \\ M &= -EI\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{P}{4\lambda} C_{\lambda x}, \quad Q = EI\frac{d^3y}{dx^3} = -\frac{P}{2} D_{\lambda x} \end{aligned}\right\} \qquad (11.42)$$

Se consideră ca pozitive încărcările P care acționează de sus în jos, tasările y de sus în jos și rotirile θ în sensul acelor de ceasornic. Relațiile (11.42) dau valorile lui y, θ, M, Q pentru partea dreaptă a grinzii $(x > 0)$, potrivit acestei convenții. În stînga originii $(x < 0)$ curbele pentru y și M au aceleași semne $y(x) = y(-x)$, $M(x) = M(-x)$, pe cînd θ și Q își schimbă semnul $\theta(x) = -\theta(-x)$, $Q(x) = -Q(-x)$. Dacă în punctul O al grinzii infinite acționează un moment M_0, rezultă

$$\left.\begin{aligned} y &= \frac{M_0\lambda^2}{k} B_{\lambda x} \quad \theta = \frac{M_0\lambda^3}{k} C_{\lambda x} \\ M &= \frac{M_0}{2} D_{\lambda x}, \quad Q = -\frac{M_0\lambda}{2} A_{\lambda x} \end{aligned}\right\} \qquad (11.43)$$

Formulele (11.42) și (11.43) ne arată că y, θ, M, Q sînt proporționale cu încărcările P și M; de aici urmează că principiul suprapunerii efectelor și teorema de reciprocitate se pot aplica. Principiul suprapunerii efectelor ne permite să obținem soluții pentru grinzile de lungime finită, pornind de la soluțiile pentru grinda infinită.

Să presupunem că o grindă infinită este încărcată cu forțele date P_i și q (fig. 11.42); aceste încărcări produc anumite valori M_A, Q_A, respectiv M_B, Q_B, în punctele A și B. Suprapunînd, în mod fictiv, un sistem de două forțe concentrate și două momente (M_{OA}, P_{OA} și M_{OB}, P_{OB}), putem anula valorile M_A, Q_A, M_B, Q_B, astfel încît în punctele A și B să fie satisfăcute condițiile de capăt corespunzătoare unei grinzi de lungime finită, anume $M=0$, $Q=0$. Cele patru condiții de capăt permit scrierea a patru ecuații, care determină complet încărcările fictive M_{OA}, P_{OA} și M_{OB}, P_{OB}. Atunci grinda infinită, sub acțiunea încărcărilor date și a încărcărilor fictive, se va deforma ca o grindă de lungime finită l, supusă numai încărcărilor date P_i și q. Prin urmare, pentru determinarea valorilor încărcărilor fictive, vom scrie patru ecuații care exprimă faptul că aceste încărcări produc în punctele

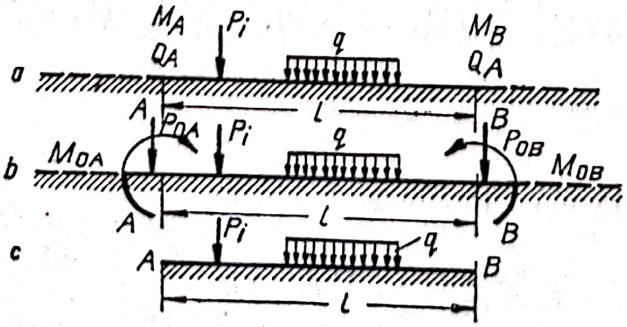


Fig. 11.42. Trecerea de la grinda infinită la grinda finită.

A și B tocmai momentele și forțele tăietoare — M_A, $-Q_A$, respectiv $-M_B$, $-Q_B$. Folosind formulele (11.42) și (11.43), rezultă următorul sistem pentru determinarea lui M_{OA}, P_{OA}, M_{OB}, P_{OB}:

$$\left.\begin{aligned} M_A + \frac{P_{OA}}{4\lambda} + \frac{P_{OB}}{4\lambda} C_{\lambda l} + \frac{M_{OA}}{2} + \frac{M_{OB}}{2} D_{\lambda l} = 0, \\ Q_A - \frac{P_{OA}}{2} + \frac{P_{OB}}{2} D_{\lambda l} - \frac{\lambda M_{OA}}{2} - \frac{\lambda M_{OB}}{2} A_{\lambda l} = 0 \\ M_B + \frac{P_{OA}}{4\lambda} C_{\lambda l} + \frac{P_{OB}}{4\lambda} + \frac{M_{OA}}{2} D_{\lambda l} + \frac{M_{OB}}{2} = 0, \\ Q_B - \frac{P_{OA}}{2} D_{\lambda l} + \frac{P_{OB}}{2} - \frac{\lambda M_{OA}}{2} A_{\lambda l} - \frac{\lambda M_{OB}}{2} = 0 \end{aligned}\right\} \quad (11.44)$$

Metoda săgeților. Această metodă se folosește la calculele preliminare ale ecluzelor și cere un volum de calcule minim, dînd totodată rezultate acoperitoare și care nu diferă în general cu mai mult de 10% de cele obținute prin metoda exactă a grinzii infinite. La metoda săgeților se fac următoarele ipoteze :

— bajoaierele se despart de radier prin rosturi orizontale și se înlocuiesc cu o sarcină uniform distribuită q_1 și un moment M_0;

— ipoteza lui Winkler se consideră valabilă numai la mijlocul radierului și la extremitățile sale : $p_0 = ky_0$ și $p_1 = ky_1$; — între aceste puncte epura reacțiunilor terenului se consideră liniară ;

— forțele axiale care acționează asupra radierului se neglijează — forma fibrei medii deformate se consideră ca fiind aceea a unei grinzi simplu rezemate, încărcată cu același sistem de forțe ca și radierul, adică cu încărcările date și cu reacțiunile terenului (fig. 11.43).

Pentru deducerea valorilor p_0 și p_1 se folosesc ecuațiile

$$\Delta p = p_1 - p_0 = k(y_1 - y_0) = k\Sigma f_i, \; p_1 + p_0 = 2\Sigma V_i/l \quad (11.45)$$

unde Σf_i reprezintă săgeata de la mijlocul radierului, iar ΣV_i rezultanta forțelor verticale ce acționează asupra radierului. Rezultă

$$p_1 = \Delta p/2 + \Sigma V_i/l, \; p_0 = -\Delta p/2 + \Sigma V_i/l \quad (11.46)$$

Săgeata f_i, corespunzătoare unei anumite sarcini date, este suma algebrică a săgeții, f_i', corespunzătoare unei grinzi simplu rezemate solicitate de sarcina respectivă, și a săgeții f_i'', corespunzătoare solicitării aceleiași grinzi de către reacțiunea terenului.

Pentru încărcarea q_1, datorită bajoaierelor, săgeata unei grinzi simplu rezemate, de lungime l, este :

$$f_1' = \frac{q_1 d^2}{48\,EI}(3l^2 - 2d^2)$$

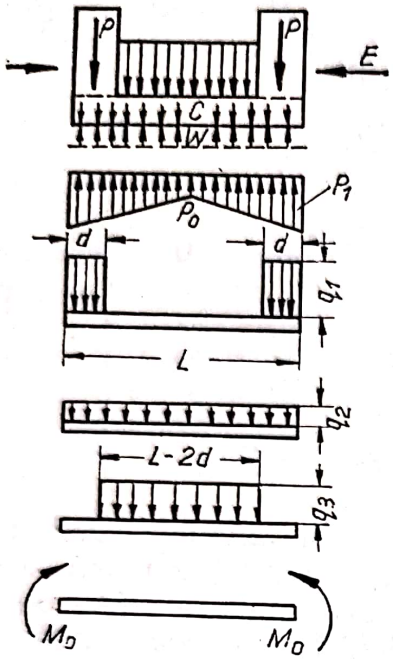


Fig. 11.43. Schemă de calcul pentru metoda săgeților.

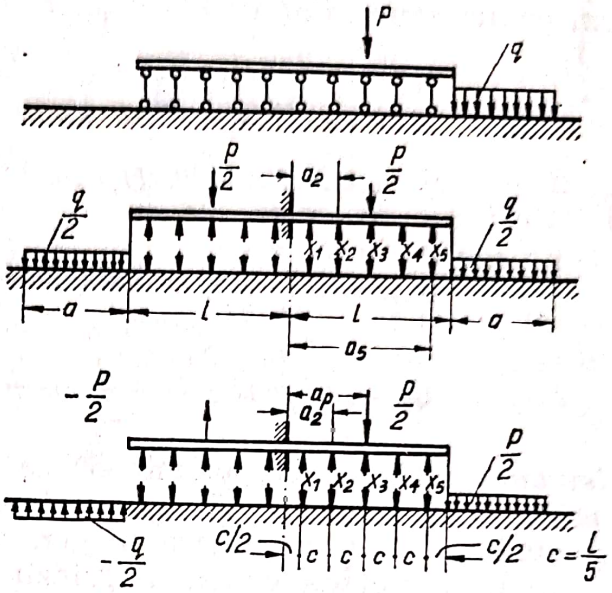


Fig. 11.44. Schemă de calcul pentru metoda B. N. Jemocikin.

iar săgeata datorită încărcării trapezoidale a reacțiunilor, pe o grindă simplu rezemată, este :

$$f_1'' = \frac{5\ l^4}{348\ EI} p_0 + \frac{3\ l^4}{640\ EI} (p_1 - p_0)$$

avînd în vedere felul în care se deformează radierul, $f_1 = f_1'' - f_1'$ și introducînd această valoare în prima dintre ecuațiile (11.45), rezultă

$$\Delta p = k\left[\frac{5\ l^4}{348\ EI} p_0 + \frac{3\ l^4}{640\ EI} (p_1 - p_0) - \frac{q_1 d^2}{48\ EI} (3\ l^2 - 2\ d^2)\right]$$

Dacă înlocuim în această relație pe p_1 și p_0 cu valorile (11.46) și ținînd seamă că $V_1 = 2\ q_1\ d$, se obține :

$$\Delta p = p_1 - p_0 = \frac{5l^3 - 12\ l^2 d + 8\ d^3}{192\frac{EI}{k} + 0{,}35\ l^4} q_1 d;\ p_1 = \Delta p/2 + 2\,q_1 d/l \qquad (11.47)$$

Pentru încărcarea q_2, datorită greutății proprii a radierului și subpresiunii apei, rezultă :

$$f_2' = \frac{5\ q_2\ l^4}{384\ EI} \quad f_2'' = f_1',\ V_2 = q_2 l$$

deci

$$\Delta\, p = 0 \text{ și } p_1 = p_0 = q_2.$$

Pentru încărcarea q_3, datorită apei din sas, rezultă

$$f_3' = \frac{q_3(l-2d)^3}{384\,EId}(3\,l^3 - 24\,l^2d + 24\,ld^2 - 32\,d^3)$$

$$f_3'' = f_1'', \quad V_3 = q_3(l-2d)$$

deci

$$\Delta p = \frac{(5\,l^2 - 2\,ld - 4\,d^2)(l-2\,d)\,q_3 d}{192\,\frac{EI}{k} + 0{,}35\,l^4}$$

$$p_1 = \frac{\Delta p}{2} + \frac{q_3(l-2d)}{l}$$

Pentru momentul încovoietor M_0, rezultă :

$$f_4' = M_0 l^2/8\,EI, \quad f_4'' = f_1'', \quad V_4 = 0$$

deci

$$\Delta p = -\frac{24\,l^2 M_0}{192\,\frac{EI}{k} + 0{,}35\,l^4}, \quad p_1 = \Delta p/2 \qquad (11.48)$$

Avînd epura reacţiunilor terenului, se pot construi diagramele momentului încovoietor şi a forţei tăietoare.

Deformaţia terenului de fundaţie nu are loc numai sub radier, ci şi în afara limitelor lui. O serie de date obţinute pe cale experimentală precum şi observaţii în natură arată importanţa suprasarcinilor laterale şi a adîncimii de fundaţie. Pentru aceasta s-au elaborat o serie de metode pentru calculul grinzilor avînd la bază ipoteza teoriei elasticităţii, printre care cele mai folosite sînt :

— *metoda polinoamelor* (Gorbunov-Posadov) ;

— *metoda sistemelor static nedeterminate* (B. N. Jemocikin).

Esenţa metodei polinoamelor constă în aceea că legea distribuţiei rezistenţelor terenului de sub fundaţie se consideră ca fiind o funcţie de puteri de forma :

$$p(\xi) = a_0 + a_1\xi + a_2\xi^2 + \ldots + a_n\xi^n \qquad (11.49)$$

unde ξ este abscisa adimensională a unui punct curent al fişiei de radier considerată.

Intercalînd expresia lui p în ecuaţiile fibrei medii deformate a unei fişii de radier de lăţime unitară şi a deplasării pe verticală a terenului, considerat semispaţiu elastic, se obţin relaţii care se pot integra. După integrare, se pune condiţia ca deplasarea fibrei medii a radierului y să fie egală cu deplasarea semispaţiului elastic w, egalîndu-se coeficienţii acelorași puteri ale lui ξ. Se obţine un sistem de ecuaţii care împreună cu condiţiile de echilibru static al grinzii determină coeficienţii a_i.

Calculul pentru cazuri concrete se realizează cu ajutorul tabelelor întocmite de Gorbunov-Posadov sau I. A. Simvulidi pentru o serie de solicitări unitare.

Metoda sistemelor static nedeterminate (Jemocikin) constă în înlocuirea contactului continuu dintre radier și fundație printr-un contact într-un număr finit de puncte discrete. În aceste puncte, între radier și fundație se introduc legături verticale absolut rigide, sub formă de bare fictive, articulate cu radierul și cu fundația (fig. 11.44). În afară de aceasta, într-o secțiune oarecare a radierului, de exemplu la mijlocul său, în cazul încărcărilor simetrice se consideră și o încastrare elastică fictivă, care permite o deplasare pe verticală y_0 și o rotire ϑ_0.

În dreptul barelor deplasările radierului și mediului elastic sînt egale, iar necunoscutele sistemului static nedeterminat sînt reacțiunile din bare, deplasarea y_0 și rotirea θ_0. În situația încercării cu sarcini asimetrice, acestea se împart în sarcini simetrice și antisimetrice (fig. 11.44). Pentru determinarea necunoscutelor se scriu ecuațiile canonice, care exprimă condiția ca deplasarea totală a radierului pe direcția fiecărei necunoscute să fie nulă ; în plus se adaugă ecuațiile de echilibru ale forțelor și momentelor în raport cu punctul de încastrare. Rezolvarea sistemului permite să se obțină reacțiunile din bare și să se traseze diagrama repartiției rezistențelor terenului.

Calculul cu ajutorul tabelelor întocmite de autorul metodei nu este complicat și în plus această metodă permite să se ia în considerație factori ca : rigiditatea variabilă a radierului și suprasarcina laterală a terenului. Din aceste motive metoda lui B. N. Jemocikin se aplică larg în calculul radierelor ecluzelor.

Calculul radierelor capetelor. Acestea se dimensionează mai întîi constructiv, forma lor în plan depinzînd de felul porților, al dispozitivelor de alimentare etc. În plus, la ecluzele cu radier permeabil, lungimea conturului arbitrar al capetelor se verifică la acțiunea fenomenului de infiltrație dinspre bieful superior. Grosimea radierului se poate lua inițial $h_1 = h/3$, unde h este înălțimea bajoaierelor și totodată trebuie ca $h_1 \geqslant B/8$, B fiind lățimea sasului. Verificarea dimensiunilor principale astfel alese se face considerînd radierul ca o grindă așezată pe un mediu elastic. Dar, avîndu-se în vedere caracterul spațial al fenomenului ce rezultă din neuniformitatea repartizării sarcinilor exterioare de-a lungul axului ecluzei trebuie făcute multe ipoteze suplimentare care să permită reducerea la o problemă plană. De exemplu, se poate adopta metoda următoare : inițial, radierul se consideră absolut rigid, determinîndu-se reacțiunile terenului. Apoi secțiunea transversală se împarte în mai multe zone caracteristice ; la exemplul din figura 11.45 s-au considerat două zone, despărțite printr-un rost fictiv ce trece prin mijlocul nișei. Pentru fiecare zonă se determină rigiditatea absolută $E_1 I_1$, $E_2 I_2$ și rigiditatea relativă :

$$\alpha_1 = \frac{E_1 I_1}{E_1 I_1 + E_2 I_2} \; ; \quad \beta_1 = \frac{E_2 I_2}{E_1 I_1 + E_2 I_2} \; .$$

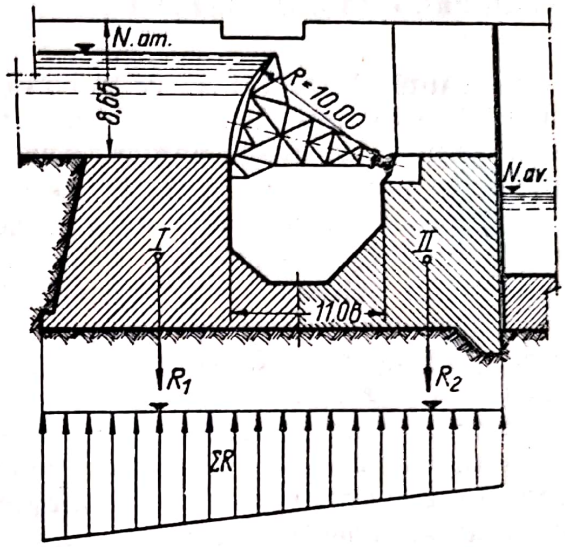


Fig. 11.45. Schemă de calcul pentru radierul capetelor.

Proiecţiile centrelor de greutate ale celor două zone se consideră drept reazeme ale unei grinzi cu două console, încărcată cu reacţiunea terenului R şi se calculează reacţiunile R_1 şi R_2 ; acestea determină coeficienţii :

$$\alpha_2 = R_1/\Sigma R; \quad \beta_2 = R_2/\Sigma R$$

Coeficienţii :

$$\alpha = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}; \quad \beta = \frac{\beta_1 + \beta_2}{2}$$

care includ atît rigiditatea fiecărei zone, cît şi repartizarea reacţiunilor terenului, se folosesc drept coeficienţi de proporţionalitate pentru repartizarea, la cele două zone, a tuturor sarcinilor care acţionează radierul. Cu aceste sarcini, fiecare zonă se calculează independent, ca o grindă situată pe mediu elastic.

La calculul capetelor aval ale unor ecluze s-a adoptat o metodă asemănătoare : iniţial, radierul se consideră absolut rigid, determinîndu-se reacţiunile terenului. Apoi radierul se împarte în cîteva zone caracteristice, de lăţime b_i care se calculează ca grinzi independente rezemate pe un mediu elastic. Se determină, pentru fiecare zonă, momentul încovoietor M_i şi forţa tăietoare Q_i. Pentru a se ţine seama de conlucrarea zonelor, se calculează valorile medii $\overline{M} = \Sigma M_i b_i / \Sigma b_i$, $\overline{Q} = \Sigma Q_i b_i / \Sigma b_i$, iar ca valori finale pentru o anumită zonă se consideră $M_i^* = (M_i + \overline{M})/2$, $Q_i^* = (Q_i + \overline{Q})/2$.

Din punctul de vedere al stabilităţii, capul aval se găseşte în condiţii mai defavorabile decît cel amonte, din care cauză el face uneori corp comun cu tronsonul adiacent al sasului (pînă la primul rost permanent al sasului).

11.3.5. PROBLEME DE EXECUȚIE

Se caută de obicei să se coboare pînza de apă freatică, pentru a se lucra în săpătură deschisă. În condiții deosebit de grele, cînd aceasta nu este posibil, se întrebuințează chesoane deschise sau cu aer comprimat, avînd în plan forme corespunzătoare capetelor ecluzei sau bajoaierelor. Acest procedeu are și avantajul că permite executarea suprastructurii chiar în timpul coborîrii chesonului. Un exemplu îl constituie capul amonte al ecluzei din figura 11.46. Capul are în plan dimensiunile 36 · 15 m și este fundat pe un cheson de aceeași mărime și cu înălțimea de 9,5 m) înălțimea camerei de lucru fiind de 2,2 m). Închiderea sasului ecluzei se face printr-o poartă rulantă, a cărei nișă a fost construită independent.

În ultimii ani s-a propus ca betonul folosit în construcțiile hidrotehnice să fie împărțit în trei categorii : 1. Betoane din zona *A*, supuse acțiunii alternante a apei și înghețului, deci la alternanțe repetate de umeziri și uscări, precum și de îngheț-dezgheț. La ecluze, această zonă este constituită de fața văzută a bajoaierelor (pe o anumită adîncime). 2. Betoane din zona *B*, supuse la acțiunea permanentă a apei, indiferent de valoarea presiunii, și avînd o variație relativ redusă a temperaturii exterioare. La ecluze, zona *B* este formată din corpul propriu-zis al bajoaierelor și din radierul ecluzei. Deși această zonă nu este atît de mult solicitată ca zona A, trebuie avut în vedere că bajoaierele și radierul sînt supuse infiltrațiilor sub presiune în ambele sensuri și că acest curent spală oxidul de calciu din beton, mărindu-i porozitatea. 3. Betoane din zona *C*, aflate permanent în aer și supuse numai acțiunii agenților atmosferici. La ecluze, zona *C* este constituită din partea superioară a bajoaierelor (platforme), adică partea de deasupra nivelului maxim al apelor.

Din experiența de pînă acum, s-a ajuns la următoarele concluzii cu privire la dozajele de beton pentru cele trei zone. Pentru betonul din zona *A*, se recomandă numai ciment portland curat și un raport apă/ciment foarte redus. Agregatele vor fi formate din roci cît mai compacte, iar granulația va fi astfel aleasă încît să conțină numai atît nisip cît este necesar pentru asigurarea lucrabilității și compactității. La punerea în lucrare, se face o bună compactare prin vibrare, iar spre a împiedica

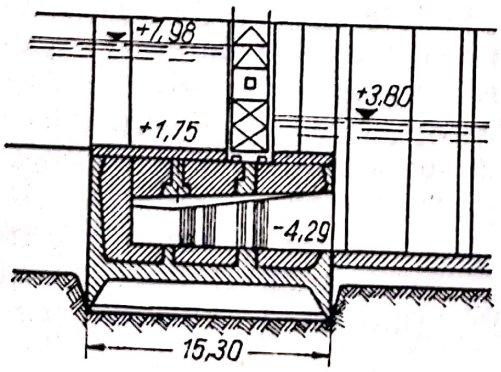


Fig. 11.46. Fundarea pe cheson a capului amonte.

Scanned with OKEN Scanner

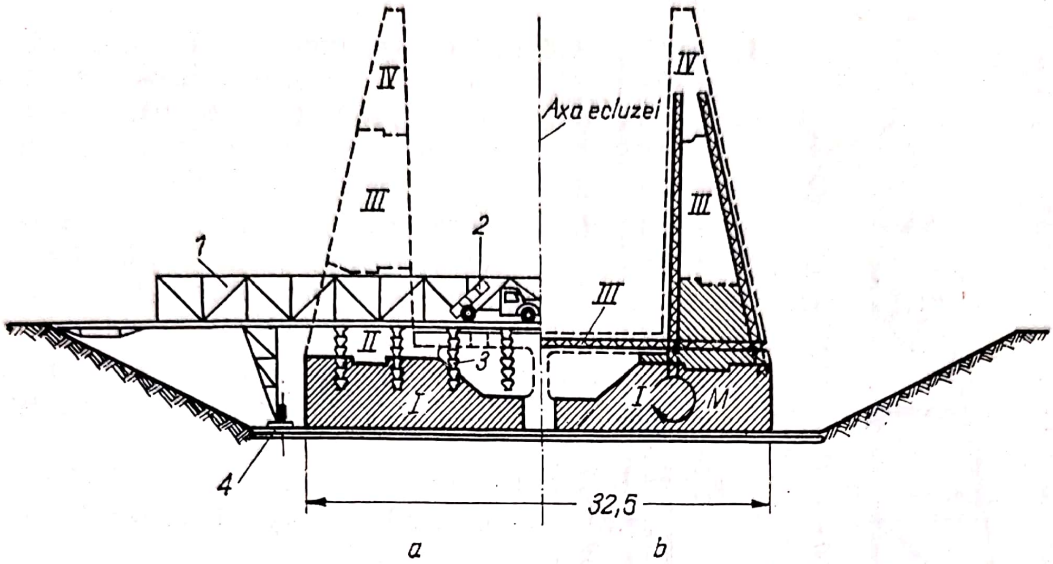


Fig. 11.47. Betonarea unei ecluze:
1 — macara portal; *2* — camion basculant; *3* — pîlnie telescopică; *4* — cale de rulare.

formarea la suprafața betonului a unui strat de pastă de ciment bogată în apă, se vor folosi cofraje absorbante sau se va aplica procedeul vacuumării. Pentru betoanele din zona *B*, se folosesc cimenturi cu adaosuri hidraulice sau inerte. Se adaugă clorură de calciu ($CaCl_2$) în proporție de 0,2...5,0% din cantitatea de ciment, iar uneori grăsimi animale sau vegetale și leșie de sulfiți. De asemenea unii autori recomandă protejarea pereților exteriori ai bajoaierelor contra infiltrațiilor prin acoperire cu un strat de tencuială sau alt strat hidrofug. Pentru betoanele din zona *C*, se folosesc cimenturi portland cu cel mult 15% adaosuri active sau inerte. Realizarea acestor betoane nu se poate face numai pe baza unor formule teoretice, ci sînt necesare cercetări preliminare, în cadrul cărora se urmărește și utilizarea cît mai largă a materialelor locale. Problema termicității betoanelor se pune mai puțin acut la construcția ecluzelor, față de marile baraje, deoarece dimensiunile transversale ale radierului și ale bajoaierelor sînt mult mai reduse. Confecționarea betonului se face în fabrici de beton, iar la punerea în operă se folosesc macarale portal, funiculare sau conducte (fig. 11.47).

În ultimii ani s-a trecut la armarea cu ferme, carcase, pachete sau rețele sudate, care se execută în afara gropii de fundație, pe platforme speciale, fiind apoi puse în operă cu ajutorul macaralelor.

Dimensiunile și greutatea fermelor depind de utilajul de montare, iar distanța dintre ferme este funcție de metoda de betonare. De exemplu, la betonarea cu ajutorul benelor, lumina dintre ferme trebuie să depășească cu 30...40% diametrul de gabarit al benei, iar în cazul betonării cu ajutorul pompelor, distanța dintre ferme se poate micșora la 2...3 diametre ale conductei prin care se aduce betonul. În afară de

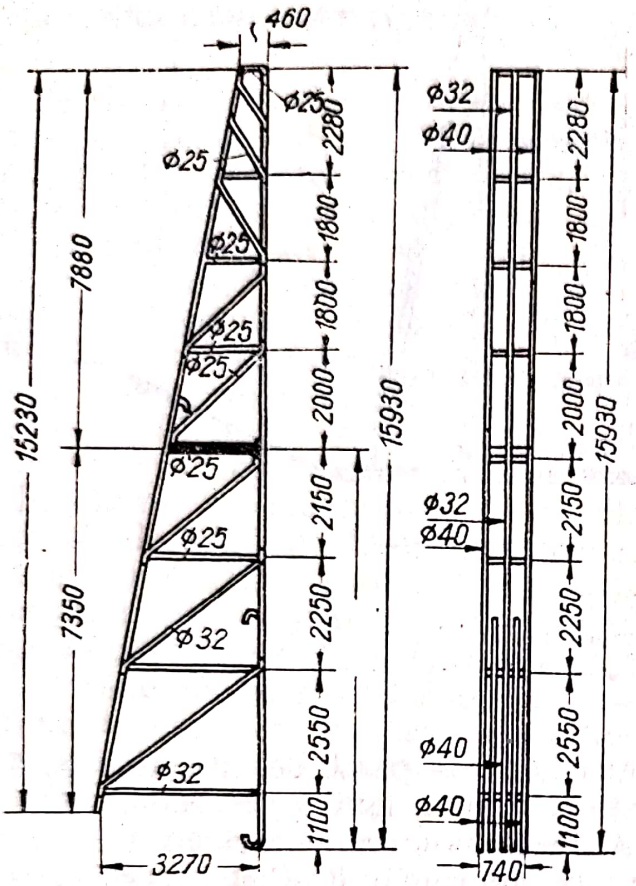


Fig. 11.48. Fermă pentru armarea bajoaierelor.

dimensionarea în cadrul elementului de beton armat, fermele și carcasele se dimensionează și ca să reziste la transport și la punerea în operă. Figura 11.48 reprezintă una dintre fermele tip folosite la armarea bajoaierelor ecluzelor de pe canalul Volga-Don. Ele au greutatea maximă 2 tone, iar diametrul barelor variază între 32...60 mm ; distanța între ferme este de 1,25 m. Armătura de repartiție este formată din plase cu dimensiunile 3,0 · 1,0 m, confecționate din vergele cu ∅ 16...19 mm.

Tot la canalul Volga-Don au fost folosite plăci prefabricate pentru realizarea feței văzute a bajoaierelor, servind totodată și drept cofraje. Ele se confecționează din beton armat, armarea făcîndu-se cu plase ; aceste plăci sînt rezistente la șocurile vaselor, putînd deci înlocui diferitele dispozitive speciale de protecție a bajoaierelor.

La ecluza de la Kahovka (fig. 11.47) a fost folosit un procedeu, prin care s-au obținut economii de beton și reducerea timpului de execuție. După pregătirea terenului de fundație și turnarea unui strat de beton de egalizare a fost turnat radierul *(I)*, lăsîndu-se în axul ecluzei un rost temporar de 1,6 m lățime, ceea ce a permis tasarea independentă a celor două blocuri. Au fost apoi montate carcasele metalice ale bajoaierelor și ale planșeului galeriei (*III*). Prin betonarea blocurilor inferioare ale bajoaierelor (*II*), s-a creat un moment *M*, care a provocat rotirea părților independente ale radierului, și întinderea armăturii planșeului supe-

rior. Faza a treia a constat în realizarea radierului ca monolit, prin betonarea rostului din ax, a peretelui despărțitor al galeriilor de alimentare (situate în radier), precum și a planșeului galeriilor. Apoi au fost betonate bajoaierele pe toată înălțimea lor *(IV)*, s-au efectuat umpluturile de pământ în spatele lor și s-au amenajat drenurile. Metoda descrisă a condus la micșorarea grosimii plăcii superioare a radierului, realizîndu-se o economie de beton de 20 000 m^3 și scurtîndu-se timpul de construcție cu două luni (lucrările de betonare pentru întreaga ecluză au durat 27 de luni).

Bajoaierele sînt separate de capete prin rosturi verticale permanente ; la fel, bajoaierele se execută în lungul ecluzei, pe tronsoane (ploturi) separate tot prin rosturi permanente. Acestea trebuie să permită deplasarea relativă a tronsoanelor în funcție de variația temperaturii exterioare, a încărcărilor și de diferența de tasări.

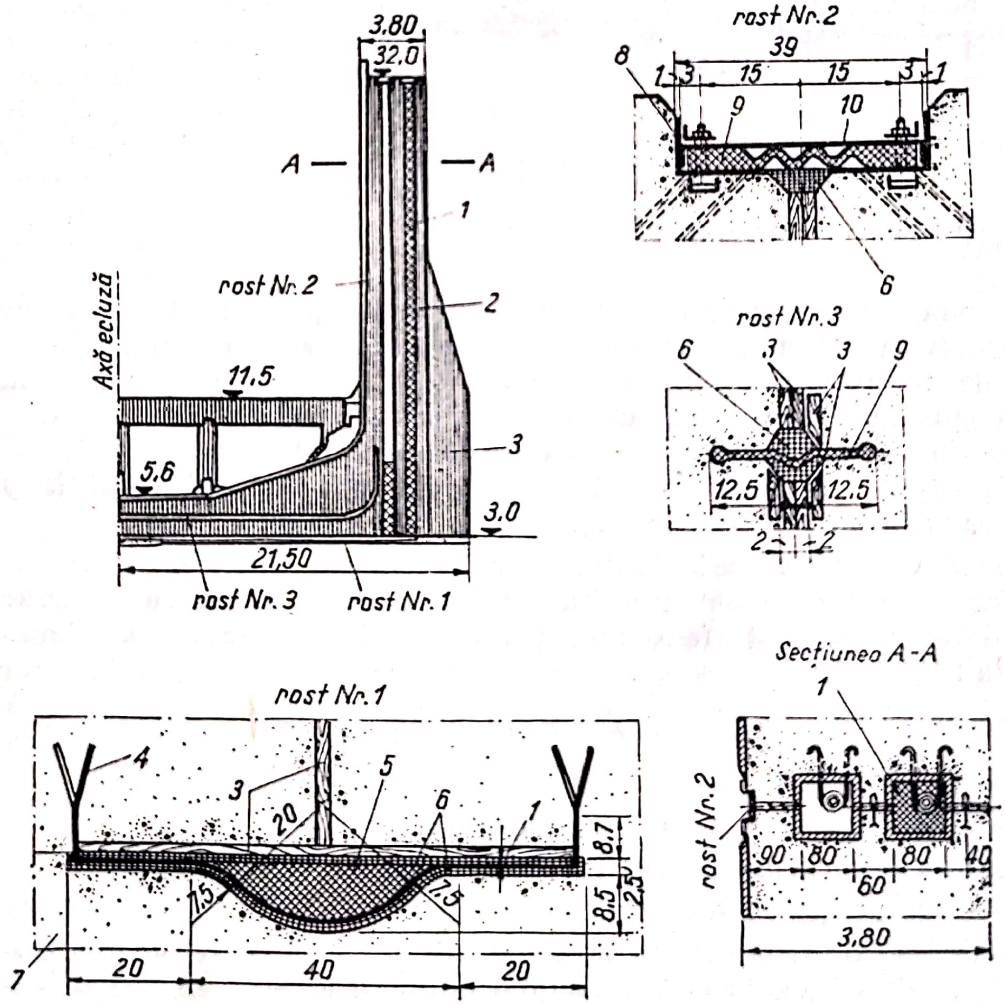


Fig. 11.49. Tipuri de rosturi:

1 — puț bituminat; *2* — scîndură 4 cm; *3* — scîndură 2 cm; *4* — tolă de oțel δ = = 0,6 cm; *5* — mastic bituminos; *6* — pîslă δ = 1,0 cm; *7* — suport de beton; *8* — cornier 150 · 100 · 10 mm; *9* — cauciuc; *10* — tolă de strîngere.

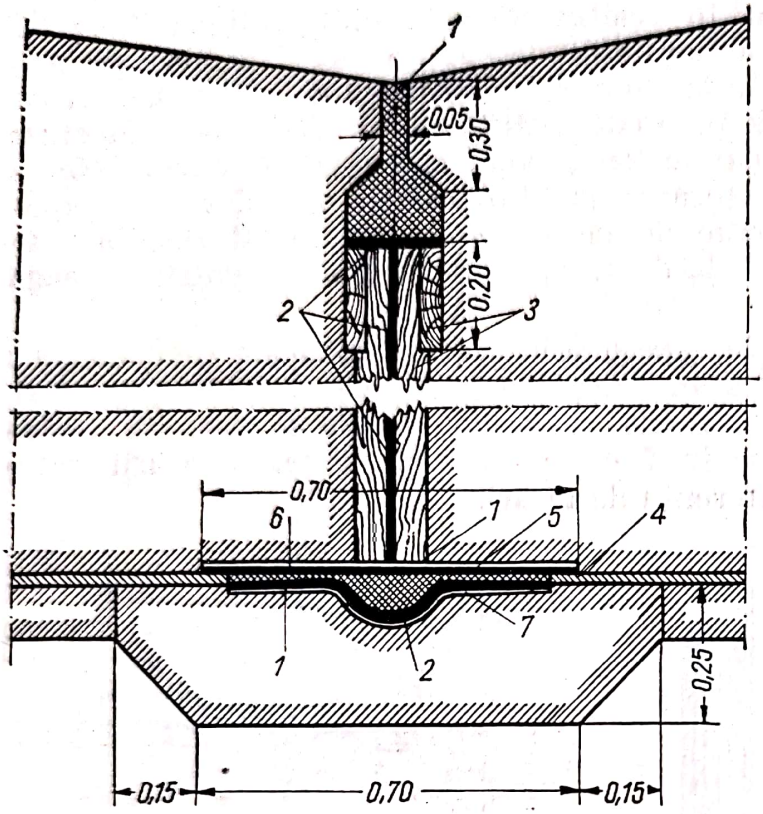


Fig. 11.50. Rost vertical în radier:

1 — mastic bituminos; *2* — rogojină bituminoasă; *3* — scîndură 6 · 20 cm; *4* — strat de asfalt; *5* — placaj δ = =0,5 cm; *6* — două foi tablă din oțel inoxidabil δ = 0,1 cm; *7* — strat de bitum dizolvat în benzină.

Mărimea rosturilor trebuie să fie suficientă pentru ca tronsoanele să nu ajungă în contact. După cum se știe, dilatarea betonului la o diferență de temperatură Δt este $\Delta l_1 = \alpha l \cdot \Delta t$, unde l este lungimea elementului de beton egală cu distanța dintre rosturi, iar α este coeficientul de dilatație liniară a betonului egal cu circa 0,00001. Pentru valorile Δt = 30...40°C, l = 20...30 m, rezultă o primă condiție pentru mărimea rostului : Δl_1 = 0,6...1,2 cm.

Această valoare trebuie însă mărită, pentru a ține seamă de efectul tasărilor neuniforme ale tronsoanelor adiacente. Mărimea suplimentară Δl_2, datorită acestui fenomen, poate fi determinată aproximativ cu formula :

$$\Delta l_2 = h_b (y_1 + y_2) l,$$

unde :

y_1 și y_2 sînt tasările capetelor adiacente ;

l este lungimea tronsoanelor ;

h_b — înălțimea bajoaierului.

În practică se pornește de la bază cu lățimea Δl_1, care se mărește apoi în trepte, astfel încît la creasta bajoaierului să avem $\Delta l_{max} = \Delta l_1 + \Delta l_2$. Rosturile trebuie să fie etanșe, iar sistemul de etanșare trebuie să fie simplu de executat, să asigure controlul și posibilitatea de reparație. La ecluze au fost experimentate foarte multe sisteme de etanșări și cele

mai bune rezultate le-au dat etanșările cu tablă, în special de cupru acoperită cu bitum pentru a fi protejată de agenții chimici. Nu se recomandă înglobarea tablei într-un strat gros de bitum deoarece aceasta se întărește la temperaturi scăzute și împiedică deformațiile tablei. Figura 11.49 redă un rost folosit la bajoaierele ecluzelor de pe canalul Volga-Don. Aceste ecluze au secțiunea transversală în formă de carenă, cu un rost în axul ecluzei ; alcătuirea rostului este arătată în figura 11.50.

11.4 PORȚILE ECLUZEI

11.4.1. TIPURI DE PORȚI

Porțile ecluzei sînt dispozitive care permit izolarea sasului de cele două biefuri, în vederea efectuării umplerii sau golirii lui. În acest scop, porțile trebuie să îndeplinească o seamă de cerințe : să fie etanșe, să prezinte siguranță în exploatare, să poată fi manevrate într-un interval scurt de timp, să permită alimentarea sasului cînd se adoptă o asemenea schemă, să nu stînjenească gabaritul navigabil și să permită cu ușurință repararea și întreținerea structurii de rezistență și mecanismelor. Pentru a îndeplini cît mai bine aceste cerințe și în funcție de condițiile de gabarit, cădere și punct de plasare (amonte sau aval), se utilizează diferite tipuri de porți, foarte variate ca alcătuire și funcționare. Cele mai întrebuințate tipuri de porți sînt *porțile buscate, porțile plane, porțile segment, porțile rabatabile (clapetă), porțile sector.* Transmițînd sarcinile rezultate din presiunea apei la culei (pile) și radier ca și stavilele barajelor, porțile ecluzelor au structura de rezistență asemănătoare cu a acestora, diferind însă în ceea ce privește sistemele de rezemare și modul de manevră. O altă caracteristică a porților de ecluză este că nu se manevrează la diferențe de presiune pe cele două fețe, decît în cazul în care fac parte din schema de alimentare și în acest caz sînt amenajate special.

Cele mai răspîndite tipuri de porți sînt porțile buscate și plane. Astfel, la capul aval se prevăd aproape fără excepție porți buscate, iar la ecluzele cu zid de cădere, poarta amonte este în majoritatea cazurilor plană. În general însă pentru poarta amonte se poate adopta aproape toate tipurile de porți, mai ales cînd acestea au un anumit rol și în schema de alimentare a camerei ecluzei respective.

11.4.2. PORȚI BUSCATE

Porțile buscate, *plane* sau *cilindrice*, constituie sistemul cel mai răspîndit. Ele sînt alcătuite din două canaturi ce se rotesc în jurul cîte unui ax vertical și care în poziția închisă reazemă unul pe altul (fig. 11.51).

Scanned with OKEN Scanner

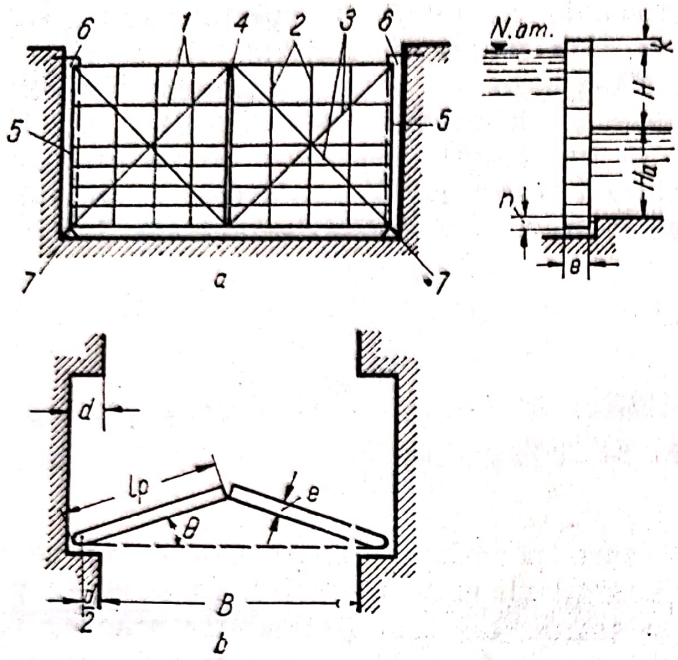


Fig. 11.51. Schema porților buscate:
a — elevație; *b* — plan; *c* — secțiune.
1 — antretoaze; *2* — montanți; *3* — diagonale; *4* — montanți buscați; *5* — montanți de rotație *6* — colier; *7* — pivot de rotație.

Fiecare canat este format dintr-un sistem de rezistență alcătuit din antretoaze, montanți cu contravînturi pe care reazemă o tolă de etanșare. Montanții marginali, care servesc ca axe de rotație, se numesc montanți de rotație, iar cei care servesc la rezemarea reciprocă a canatelor — montanți buscați. Fiecare canat are cel puțin două puncte de rezemare, situate la extremitățile superioară și inferioară ale montantului de rotație. Nișa de formă specială, din bajoaier, care adăpostește montantul de rotație se numește șardonet. Dimensiunile principale ale porților se stabilesc inițial în felul următor : lungimea,

$$l_p = (B + d)/2 \cos \theta$$

unde :

B este lățimea ecluzei ;

$d/2$ — distanța de la centrul de rotație la marginea exterioară a nișei;

θ — unghiul dintre canat și normala la axul ecluzei.

De obicei adîncimea nișei d = (0,09...0,11) B ; grosimea canatului e = (0,06...0,08) B, iar θ = 20...22°. Înălțimea de calcul a canatului este distanța dintre axele antretoazelor extreme și se determină cu formula :

$$h_p = k + H + H_0 + n,$$

unde :

k = 0,1...0,3 m este înălțimea de gardă deasupra nivelului biefului amonte ;

H — căderea ;

H_0 — adîncimea apei în sas corespunzătoare nivelului aval ;

$n \cong$ 0,15...0,25 m — distanța de la axul antretoazei inferioare la partea superioară a pragului.

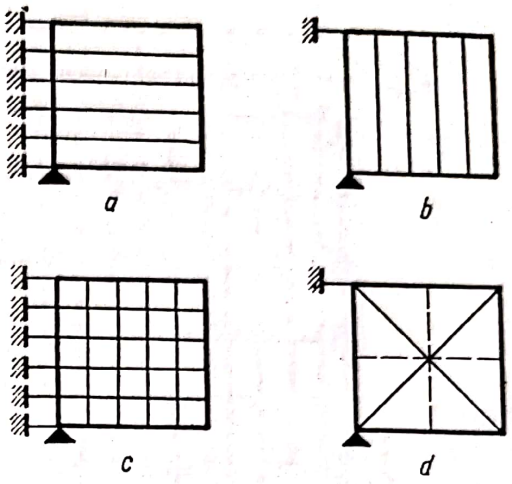


Fig. 11.52. Scheletul de rezistență al porților buscate:
a — cu antretoaze; *b* — cu montanți; *c* — încrucișat; *d* — cu diagonale.

În funcție de alcătuirea scheletului de rezistență se deosebesc următoarele scheme constructive ale porților buscate (fig. 11.52) : — cu antretoaze ; — cu montanți ; — încrucișat ; — cu diagonale. Sistemul cu antretoaze se compune dintr-o serie de antretoaze orizontale continue, care reazemă la capete pe montantul de rotație și pe cel buscat. Între antretoaze se dispun de obicei o serie de montanți secundari întrerupți, creîndu-se astfel reazeme intermediare pentru tola de etanșare, precum și o rigidizare a sistemului de rezistență al porții. Presiunea apei este transmisă de tolă și de montanți — antretoazelor, iar de acestea — montanților marginali și prin intermediul dispozitivelor de rezemare — bajoaierelor. Numărul antretoazelor se stabilește în raport cu înălțimea porții și mărimea presiunii hidrostatice care o solicită, considerîndu-se sasul gol. Se urmărește ca antretoazele să fie aproximativ egal încărcate și să aibă aceeași înălțime a secțiunii, egală cu (1/7...1/9) l_p ; distanța între două antretoaze vecine nu trebuie să depășească 2,5...2,8 m și să nu fie mai mică de 0,8...1,0 m, pentru ca lucrările de montaj și reparații să se poată executa în condiții normale. Un exemplu pentru acest sistem îl constituie poarta din figura 11.53, cu o înălțime de 13,1 m, cu secțiune trapezoidală și prevăzută pe ambele părți cu o tolă metalică plană, din care însă numai cea amonte preia presiunea apei. Cea de a doua servește la rigidizare și la formarea, în partea inferioară a porții, a unor camere de plutire etanșe. Rigidizarea panoului s-a făcut prin trei montanți secundari puternici, de aceeași înălțime cu antretoazele și 14 montanți secundari mai slabi.

Sistemul cu montanți este constituit dintr-o serie de grinzi verticale, așezate la aceeași distanță, care reazemă la extremități pe două antretoaze puternice. Presiunea apei este transmisă mai întîi montanților, iar de la aceștia antretoazelor superioare și inferioare. Antretoaza superioară, care primește aproximativ 1/3 din împingerea totală ce revine canatului, transmite solicitările montanților de rotație și buscat. Antretoaza inferioară, care ia aproximativ 2/3 din împingerea totală, trans-

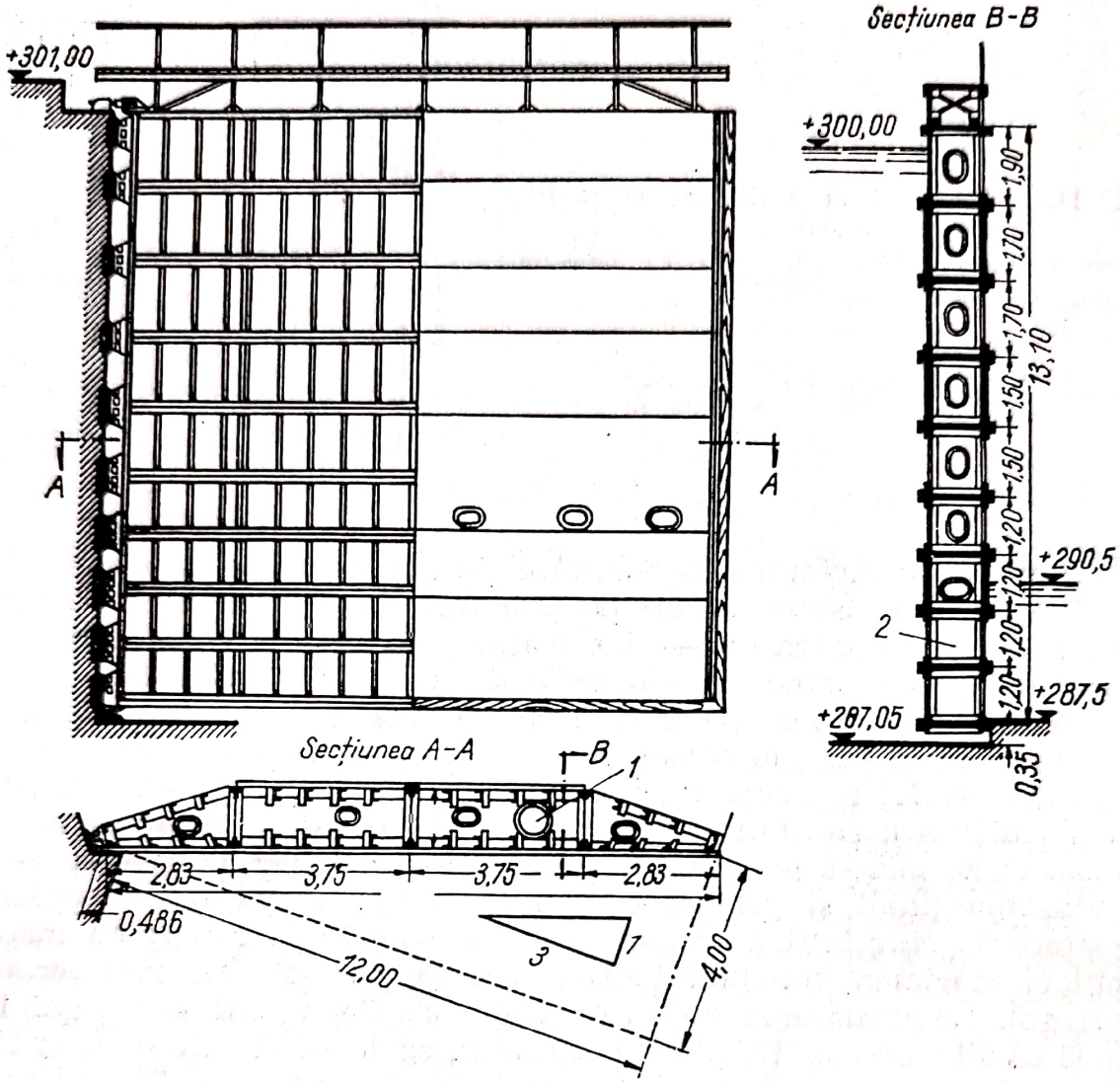
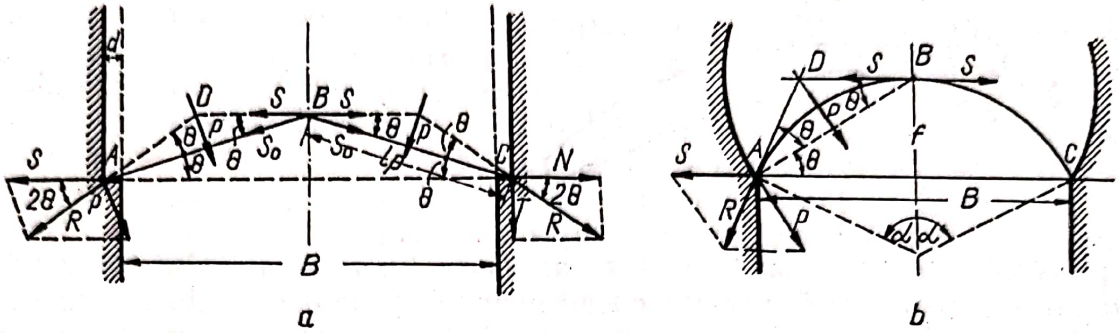


Fig. 11.53. Poartă de ecluză cu antretoaze principale și montanți secundari:
1 — puț de vizitare; *2* — compartiment etanș.

mite împingerea pe prag printr-o rezemare continuă. Sistemul cu montanți se întrebuințează mai ales cînd înălțimea canalului este mai mică decît 0,75 din lungimea sa.

Porțile buscate cilindrice au de cele mai multe ori în plan, forma unui arc de cerc și lucrează ca un arc cu trei articulații, deci numai la compresiune. În funcție de sistemul de rezistență, se deosebesc următoarele două tipuri : — la porțile mari, scheletul de rezistență este format numai din antretoaze, tola neavînd decît rolul de a transmite presiunea apei; — la porțile mici, tola lucrează la compresiune, fiind necesare numai anumite consolidări pentru rigidizare. Porțile buscate clindrice, în special cele de-al doilea tip, deși permit o folosire mai rațională a materialului, se întîlnesc mult mai rar ca cele buscate plane, deoarece confecționarea și montarea lor sînt mai dificile.

Scanned with OKEN Scanner



a b

Fig. 11.54. Determinarea reacțiunilor în articulații:
a — porți plane; *b* — porți cilindrice.

În poziția închisă, porțile ecluzei sînt solicitate de următoarele forțe: — greutatea proprie; — împingerea și subpresiunea apei; — sarcini accidentale. Efectul valurilor se introduce în calcul prin considerarea nivelului amonte pînă la marginea superioară a porții (inclusiv înălțimea de gardă), în timp ce efectul vîntului nu se ia în considerație decît la calculul forțelor de tracțiune necesare mișcării porții. Greutatea proprie, care poate fi neglijată la porțile mici, se poate evalua aproximativ cu formula $G = (h_p\, l_p)^{3/2}$, unde înălțimea porții h_p și lungimea ei l_p se exprimă în metri, iar greutatea în tone. Subpresiunea, care se exercită asupra antretoazei inferioare, se mărește în mod considerabil dacă în partea inferioară a porții se prevăd camere de aer etanșe. Sarcina accidentală, datorită unui grup de oameni care ar staționa pe pasarela de serviciu, poate fi considerată uniform repartizată și egală cu $q = 4$ kN/m² (400 kgf/m²). Combinația principală de forțe pentru care se calculează tola, montanții și antretoazele este cea corespunzătoare porților închise. În acest caz, neglijînd efectul rezemării panoului pe prag, reacțiunile montanților, de rotație și buscat, se pot determina ca pentru un arc cu trei articulații (fig. 11.54). Din motive de simetrie, reacțiunile S ale canatelor trebuie să fie egale și normale pe axul ecluzei, iar pentru echilibru reacțiunile în articulații R trebuie să fie concurente cu forțele P și S. Forța P aplicîndu-se la jumătatea canatului, triunghiului ABD este isoscel, deci $R = S = P/2 \sin \theta$ Componentele reacțiunii R sînt $N = R \cos 2\theta$ și $T = R \sin 2\theta = P \cos \theta$. Canatul este comprimat în lungul său de forța $S_0 = S \cos \theta = P/2 \operatorname{tg} \theta$. În cazul porților cilindrice $S_0 = S$. La porțile buscate plane, antretoazele sînt solicitate și la încovoiere. Pentru a micșora momentele din antretoaze, se obișnuiește uneori a se da acestora forme curbe spre exterior, muchia interioară rămînînd rectilinie. Forța axială S_0, prin excentricitatea ei e în zona momentelor maxime, dă momente de sens contrar celor rezultate din împingerea apei (fig. 11.55).

Tola de etanșare se așază pe partea porții care suportă presiunea apei, iar în cazul cînd este necesar să se creeze camere de plutire etanșe, se așază și pe partea aval. Tola metalică poate fi plană, cilindrică sau, mai rar ondulată cu munchiile curbe sau ascuțite. Cea mai întrebuințată

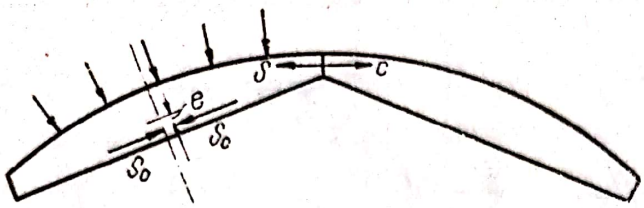


Fig. 11.55. Dispoziție constructivă pentru micșorarea momentelor încovoietoare în porțile buscate.

în practică este tola plană, care se așază în lungul canatului, pentru ca grosimea sa să poată fi variată cu adîncimea, funcție de valoarea presiunii. Cînd porțile au o înălțime relativ mică, tola poate avea grosimea constantă, ceea ce simplifică execuția. Calculul grosimii tolei se face considerînd-o ca o placă încastrată sau rezemată pe cele patru laturi dacă $a/b \leqslant 2$ sau numai pe două laturi dacă $a/b > 2$. La grosimea δ rezultată din calcul se adaugă 1 mm pentru ruginire, iar valoarea astfel obținută se rotunjește pînă la grosimea standardizată imediat superioară. Se recomandă ca $a/b = 1...1{,}75$ și în orice caz $\delta \geqslant 0{,}6$ cm. Rosturile tolei se amplasează în dreptul antretoazelor. La porțile de lemn, ca și la cele metalice, în locul tolei metalice se poate aplica o căptușeală de lemn, din grinzi sau dulapi așezați vertical sau înclinat dinspre partea superioară a montantului buscat — spre partea inferioară a montantului de rotație; grinzile căptușelii reazemă direct pe antretoaze. Pentru a se asigura etanșeitatea sistemului, precum și o durată cît mai lungă, toate rosturile trebuie bine înfundate cu cîlți, iar întreaga suprafață amonte a porții trebuie acoperită cu o peliculă bituminoasă.

La porțile al căror schelet de rezistență îl formează antretoazele, tola de etanșare reazemă pe antretoazele sau pe montanții principali, precum și pe grinzile secundare (montanți și antretoaze secundare). În afara acestui rol de reazem al tolei, montanții secundari, numiți și diafragme, servesc și ca elemente de rigidizare. Montații secundari se așază de obicei la distanțe egale și se calculează considerîndu-se simplu rezemați. Suprafața aferentă fiecărui montant secundar (fig. 11.56) se determină după legea bisectoarei cînd tola este rezemată sau încastrată pe toate patru laturi ($a/b \leqslant 2$), sau este egală cu suma suprafețelor a două semipanouri adiacente, cînd tola este rezemată sau încastrată numai pe două laturi ($a/b > 2$). Montanții secundari se realizează de obicei din profile

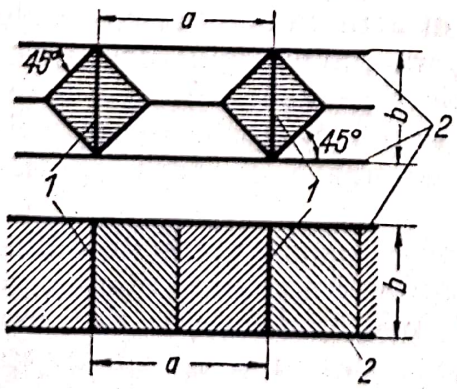


Fig. 11.56. Schemă pentru calculul grinzilor secundare:
1 — montanți; *2* — antretoaze.

sau ca secţiune *I*. Antretoazele principale sînt acţionate de forţe concentrate, datorite montanţilor secundari, şi de încărcările transmise direct de tolă. Fără a se face o eroare prea mare, aceste încărcări pot fi reduse la o singură sarcină uniform distribuită. Antretoaza mai este supusă la următoarele solicitări : — o forţă axială de compresiune egală cu S_0/m (m fiind numărul antretoazelor), datorită reacţiunii montantului buscat ; — supresiunea apei, care solicită antretoaza inferioară ; — greutatea proprie a antretoazei, care poate fi însă neglijată, deoarece tola, montanţii şi diafragmele contribuie la mărimea rigidităţii. Selecţiunea antretoazei se alege de obicei *I*. Calculul constă în verificarea secţiunilor, a stabilităţii în sens transversal a grinzii şi a inimii, şi a legăturilor (nituiri sau suduri). Săgeata antretoazei nu trebuie să depăşească 1/750 din lungimea canatului.

La porţile al căror schelet de rezistenţă îl formează montanţii, fiecare montant principal este solicitat de presiunea hidrostatică. Montantul se calculează ca o grindă simplu rezemată (pe antretoaza inferioară şi superioară), iar secţiunea este de obicei *I*. Antretoaza superioară este încărcată cu solicitările transmise de montanţi şi în plus lucrează (în plan) ca element al unui arc cu trei articulaţii. Pentru simplificare, se poate presupune că sarcina dată de montanţi este uniform distribuită. Secţiunea antretoazei se ia de obicei *I*. Antretoaza inferioară, preia o sarcină importantă, pe care o transmite direct pragului, pe întreaga sa lungime, prin intermediul etanşării. De aceea, secţiunea antretoazei inferioare se stabileşte pe considerente constructive, alegîndu-se de obicei aceeaşi înălţime ca a antretoazei superioare.

Pentru a se asigura etanşeitatea porţilor, se întrebuinţează grinzi de lemn, care constituie un reazem elastic continuu pentru montanţii buscaţi. Pentru simplificarea calculului, montantul buscat se consideră ca o grindă simplu rezemată în dreptul fiecărei antretoaze principale sau ca o grindă încastrată între două antretoaze principale succesive. În ambele cazuri se admite că grinda este solicitată de o sarcină uniform distribuită pe întreaga deschidere. În afară de încovoiere, montantul buscat lucrează şi la compresiune, sub acţiunea greutăţii proprii şi a subpresiunii ce se exercită pe extremitatea sa inferioară. Montantul de rotaţie se execută la fel cu ceilalţi montanţi, dacă sistemul de rezistenţă principal este format din montanţi. Dacă sistemul de rezistenţă principal este format din antretoaze, în dreptul fiecăreia din acestea există un reazem, căreia i se transmite presiunea respectivă, secţiunea montantului de rotaţie luîndu-se, din motive constructive, egală cu cea a montantului buscat sau puţin redusă (deoarece montantul de rotaţie nu este solicitat în acest caz la încovoiere).

Reazemele porţilor sînt constituite din colier, crapodină şi reazemele intermediare din dreptul antretoazelor (umeri). Cele două reazeme extreme asigură în acelaşi timp rotirea canatului. Pentru ca în momentul închiderii să se poată realiza etanşeitatea sistemului, precum şi contactul între piesele reazemelor intermediare, trebuie ca centrul de rotaţie să nu coincidă cu centrul de figură.

Scanned with OKEN Scanner

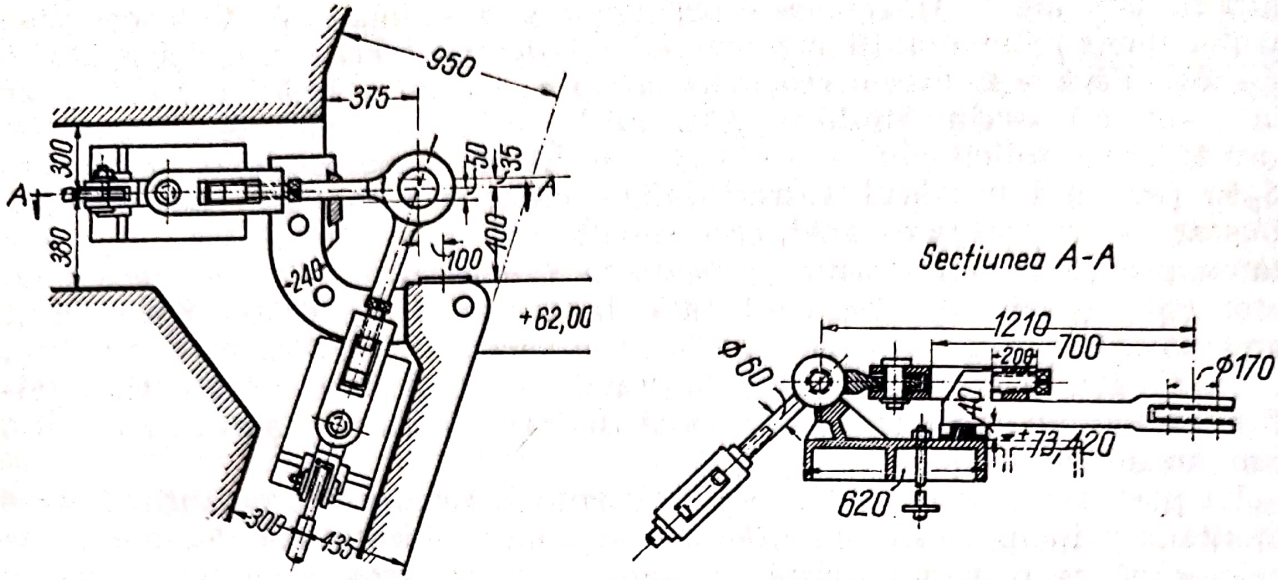


Fig. 11.57. Detaliu de colier.

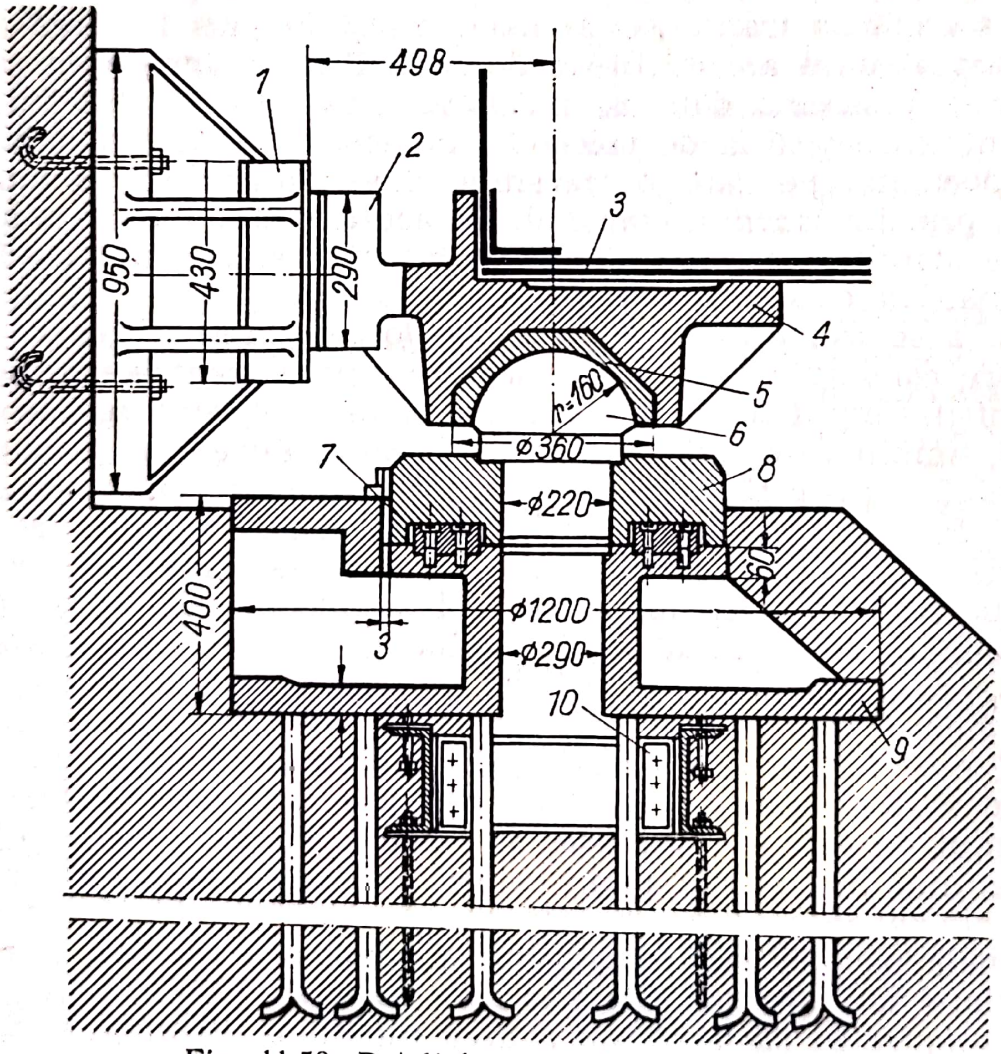


Fig. 11.58. Detaliul reazemului inferior:

1 — piesă încastrată (umăr); *2* — piesă de rezemare; *3* — antretoază inferioară; *4* — crapodina superioară; *5* — cuzinetul crapodinei; *6* — pivot; *7* — piesă de îmbinare; *8* — partea mobilă a crapodinei inferioare; 9 — partea fixă a crapodinei inferioare; 10 — cadru de montaj.

Scanned with OKEN Scanner

Colierul este alcătuit dintr-un inel ce cuprinde pivotul fixat de partea superioară a montantului de rotire și din doi tiranți orizontali (labe de păianjen), încastrați în bajoaierele porții (fig. 11.57). Dispozitivul de rezemare inferior (fig. 11.58) este format din trei elemente principale : crapodina superioară, care este fixată la partea de jos a montantului de rotire, pivotul și crapodina inferioară alcătuită dintr-o parte fixă și alta mobilă. Împingerile orizontale în reazem sînt preluate de o piesă de rezemare încastrată în bajoaier, numită umăr. Tiranții colierului se așază unul în prelungirea porții închise, iar al doilea aproximativ în direcția porții deschise (fig. 11.59, *b*). Ca urmare, în primul moment după deschiderea porților efortul în tirantul Z_1 este egal cu Z, iar $Z_2 = 0$; asemănător în poziție închisă. Pentru o poziție intermediară, eforturile Z_1 și Z_2 se determină dintr-un paralelogram de forțe. Forța în colier are valoarea :

$$Z = (Gb - Ac)/h_p \qquad (11.50)$$

unde :

G este greutatea proprie a porții, iar

A — subpresiunea.

În pivot ia naștere o forță orizontală egală cu Z, însă de sens contrar. Încărcarea verticală a pivotului este $V = G - A$; se vede că ambele forțe Z și V au valoarea maximă cînd $A = 0$, adică în cazul sasului gol. Pentru micșorarea forței Z, la porțile mici se așază o contragreutate sau o roată de ghidaj la capătul canatului. La porțile mai mari se prevăd camere de plutire care se găsesc totdeauna sub apă.

Sistemele principale de mecanisme pentru manevrarea porților buscate sînt cele cu cremalieră, cu roți și cu cabluri. Pentru forțe de tracțiune relativ mici și în special pe căile navigabile secundare, acționarea se face manual. La ecluzele moderne, mijlocii și mari se întrebuințează acționarea cu electromotoare, iar în ultimul timp cu servomotoare (fig. 11.60) ; ca rezervă (siguranță) se prevăd și dispozitive cu acționare manuală. Mecanismele cu cremalieră se întrebuințează atunci cînd

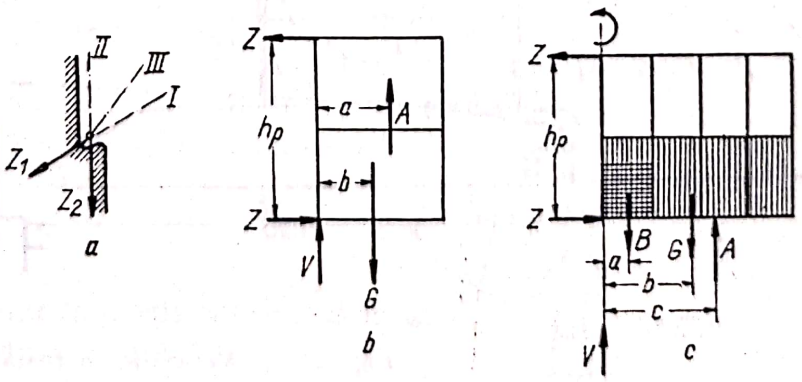


Fig. 11.59. Scheme pentru calculul eforturilor în reazeme:
a — eforturi în tiranții colierului; *b* — reacțiunile în reazeme; *c* — efectul camerelor de plutire.

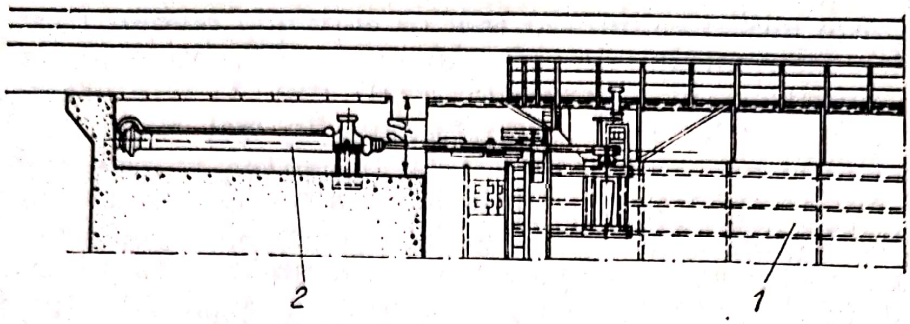


Fig. 11.60. Acționarea hidraulică:
1 — poartă; *2* — servomotor.

dimensiunile porții buscate și forțele de tracțiune sînt relativ mici. Cremaliera, alcătuită în general din două profiluri ⊂,se fixează de poartă printr-o articulație și se mișcă într-o nișă practicată în bajoaiere, în care se găsește și mecanismul de acționare. Mecanismele cu roată (fig. 11.61) se întrebuințează cînd poarta are dimensiuni mari, iar eforturile de tracțiune sînt însemnate. Ele sînt alcătuite dintr-o roată orizontală pe care este fixată excentric o bară (bielă), articulată la celălalt capăt de poartă. Roata este acționată de un electromotor, printr-un sistem intermediar de roți dințate, iar pentru evitarea șocurilor, legăturile barei la ambele capete se realizează elastic, cu ajutorul unor arcuri. Diametrul roții, poziția ei față de axul de rotație al porții și lungimea barei se aleg

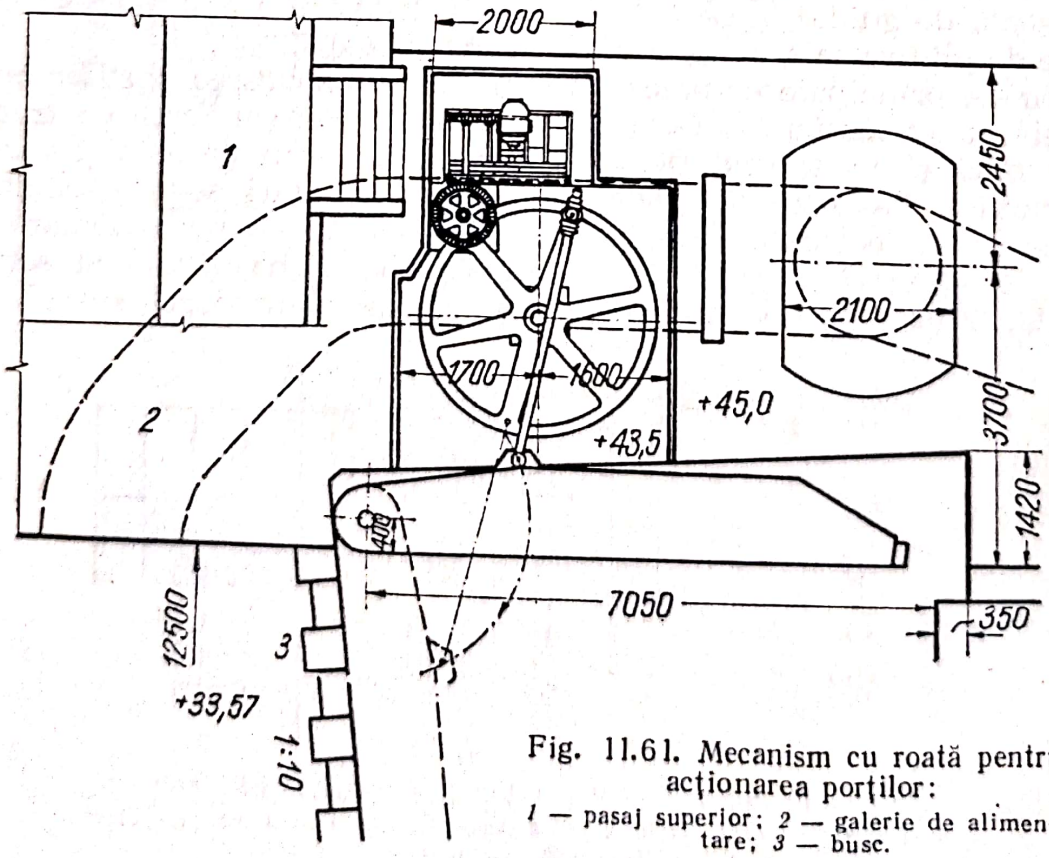


Fig. 11.61. Mecanism cu roată pentru acționarea porților:
1 — pasaj superior; *2* — galerie de alimentare; *3* — busc.

astfel încît pentru deschiderea completă a porții se efectuează o rotație de 180°...200°. O caracteristică importantă a acestui mecanism o constituie creșterea treptată a vitezei porții de la zero — la începutul mișcării pînă la o valoare maximă la mijlocul cursei, descrescînd apoi din nou către zero — la sfîrșitul cursei. Greutatea unui mecanism cu roată se poate evalua în mod aproximativ cu formula lui A. R. Berezinski $G_m = (0{,}08...0{,}12)\,G$, în care G este greutatea unui canat al porții buscate.

Mecanismele cu cremalieră și cu roată prezintă avantaje importante : acționarea lor este sigură și sînt ușor accesibile pentru revizuiri și reparații. Inconvenientul lor principal constă în faptul că forța de tracțiune se aplică la antretoaza superioară, la distanța de 1/3...1/4 din lungimea sa, socotită de la axul de rotație, în timp ce rezultanta forțelor rezistente se aplică mai jos, aproximativ la jumătatea înălțimii și la jumătatea lungimii canatului ; din această cauză este necesară asigurarea rigidității transversale a porții. Alte inconveniente le constituie greutatea mecanismelor, precum și dimensiunile mari ale roților orizontale (diametre de 5...7 m), ceea ce necesită supralărgirea platformelor.

Forța de tracțiune necesară manevrării porților rezultă din momentul care se opune acestei mișcări. Momentul rezistent se compune din : — momentul de frecare în colier și pivot, M_1 ; — momentul presiunii hidrostatice, M_2 provocat de diferența de nivel din dreptul porții ; — momentul presiunii hidrodinamice, M_3 (rezistența masei de apă la mișcarea porții) ; — momentul presiunii vîntului, M_4 ; — momentul forțelor de inerție, M_5 ; — momentul forțelor accidentale, M_6 (ruginiri, înnisipări, ghețuri etc.).

Momentul de frecare în colier și pivot este :

$$M_1 = 0{,}5\, f_1 Z\, d_1 + 0{,}25\, f_2\, R\, d_2, \qquad (11.51)$$

în care :

f_1, f_2 sînt coeficienții de frecare ;

Z este efortul în colier ;

R — reacțiunea porții inclusiv încărcarea pasarelei ;

d_1, d_2 sînt diametrele colierului și pivotului.

Momentul presiunii hidrostatice este :

$$M_2 = 0{,}5\, \gamma\, h\, l_p^2\, \Delta \qquad (11.52)$$

în care :

h este înălțimea porții cufundată în apă ;

l_p — lungimea canatului ;

Δ — diferența de nivel.

Valoarea maximă a diferenței de nivel pentru mecanismul cu roată este :

$$\Delta = [2{,}18\, l_p^2 \varphi / 0{,}3\, tB]^2 \qquad (11.53)$$

unde :

φ este unghiul total de rotire al canatului(în radiani) ;
t — timpul necesar deschiderii porților ;
B — lățimea ecluzei.

Momentul presiunii hidrodinamice este :

$$M_2 = 0{,}075\ \gamma h_p\ v^2 l_p^2 \qquad (11.54)$$

în care :

h_p este înălțimea porții ;
l_p — lungimea canatului ;
$v = \varphi l_p/2\ t$ este viteza medie cu care se deplasează canatul.

Momentul datorit presiunii vîntului este :

$$M_4 = 0{,}5\ kq\ l_p^2 \sin \alpha \qquad (11.55)$$

în care :

k este înălțimea de gardă deasupra nivelului amonte ;
q — presiunea vîntului ;
α — unghiul dintre axul canatului la un moment dat și linia bajoaierului.

Momentul datorit forțelor de inerție ale canatului este :

$$M_5 = 0{,}126\ \varphi \frac{G\ l_p^2}{t^2} \cos \frac{\pi\ t_1}{t} \qquad (11.56)$$

unde :

t_1 este timpul de la momentul începerii deschiderii pînă la momentul dat ;

Momentul datorit forțelor accidentale nu poate fi evaluat și este acoperit de coeficienții de siguranță adoptați pentru funcționare.

Momentele M_2, M_3, M_4, M_5, variază în timp. Pentru determinarea valorii maxime M_{max} a momentului rezultant total $M = M_1 + M_2 + \ldots + M_5$, se construiesc curbele de variație ale momentelor componente și apoi se însumează într-o curbă totalizatoare, maximul acestei curbe fiind maximul momentului rezultant. Forța maximă de tracțiune pentru deschiderea porții este $T = M_{max}/d$, în care d este brațul de pîrghie. Pentru mecanismele cu roată, care au o întrebuințare frecventă, forța F, se poate evalua aproximativ cu formula lui A. R. Berezinski :

$$F = (0{,}15...0{,}25)\ G, \qquad (11.57)$$

unde G este greutatea canatului.

Din cele de mai sus, rezultă următoarele avantaje ale porților buscate : — nu limitează gabaritul navigabil ; — pot bara înălțimi și lățimi importante ; — manevrarea lor se face foarte repede (1...2 min) ; — sînt simple și sigure în timpul exploatării ; — greutatea pe m² de supra-

Scanned with OKEN Scanner

față barată este moderată în raport cu alte sisteme de porți. Porțile buscate prezintă însă și unele dezavantaje : — etanșeitatea este insuficientă, datorită dimensiunilor mari și neuniformității în lucru a etanșărilor orizontale și verticale, precum și a dependenței calității etanșării de exactitatea montării porților, de deformații și uzuri ; — utilizarea porților buscate nu este posibilă în cazul cînd se prevăd deformații importante ale radierului și bajoaierelor ; — necesitatea unor rigidizări puternice ale canaturilor ; — montaj complicat, în special al dispozitivelor de rezemare ; — dificultăți în ceea ce privește revizuirea și repararea părților de sub apă. Cu toate inconvenientele arătate, porțile buscate se utilizează frecvent, în special pentru diferențe de nivel mari (porți intermediare și aval).

11.4.3. PORȚI PLANE

În afară de porțile buscate, o răspîndire mare o au și porțile plane de diferite tipuri. Porțile plane se folosesc pentru deschideri mai mici, iar la capul amonte și pentru deschideri mai mari, dacă există zid de cădere. Porțile plane prezintă mai multe tipuri, în special după modul de manevră și uneori de alcătuire.

Porțile ridicătoare se manevrează pe verticală, cu ajutorul unei instalații (motor și contragreutăți) prevăzute în turnuri speciale. Porțile ridicătoare se prevăd în special la capul aval al ecluzelor puț. Scheletul lor de rezistență este alcătuit din antretoaze principale și montanți secundari, realizați ca grinzi cu profil *I* sau *T*, rigidizarea fiind asigurată de contravîntuiri transversale sau longitudinale. Figura 11.62 reprezintă o poartă ridicătoare de 9,35 m înălțime folosită ca poartă intermediară la ecluza Floriffoux.

În cele mai multe cazuri, la partea superioară a capului aval există un timpan pe care se sprijină poarta și limitează înălțimea ei la cea dată de variația nivelelor și gabaritelor de navigație.

Avantajele porților ridicătoare sînt următoarele : — pot fi oricînd revizuite și reparate ; — nu sînt sensibile la plutitori, aluviuni sau ghețuri ; — nu sînt sensibile la tasările terenului de fundație ; — ecluza poate fi folosită ca evacuator de ape mari și de ghețuri ; — se pot adopta sisteme de alimentare direct pe sub poartă, eliminîndu-se canalele de alimentare ; — se mărește lungimea utilă a ecluzei. Dezavantajele mai importante sînt următoarele : — necesită forțe de ridicare mari și suprastructuri puternice ; — turnurile care adăpostesc mecanismele de ridicare se încadrează greu în peisajul înconjurător și sînt vizibile de la mari depărtări ; — se limitează gabaritul navigabil ; — la trecerea vaselor se produce stropirea acestora de apa ce se scurge de pe poartă ; — cablele contragreutăților suferă multe scufundări în apă.

Porțile plane coborîtoare se utilizează ca porți amonte în cazul cînd există zid de cădere. Mișcarea porții este ușurată de existența unor

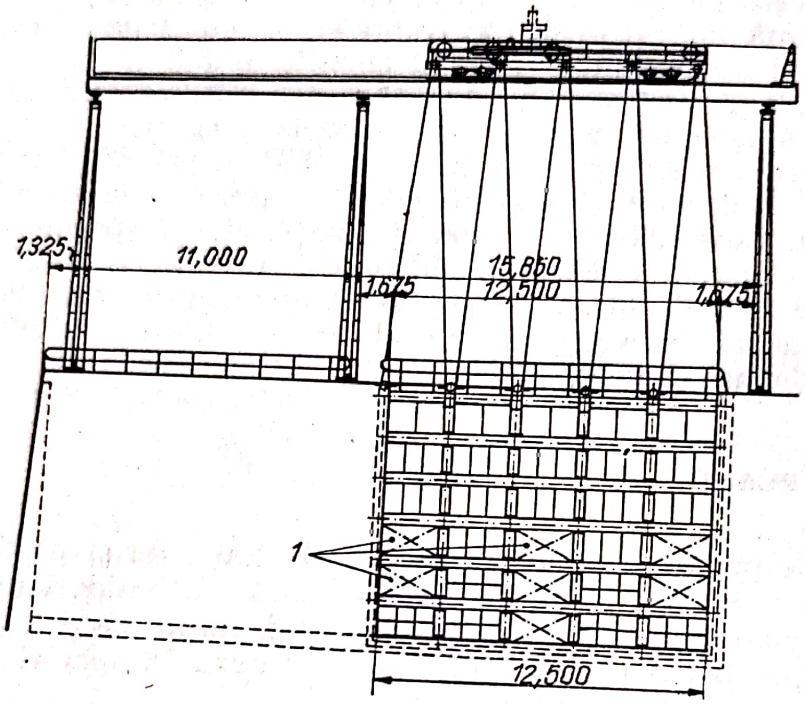


Fig. 11.62. Poartă plană ridicătoare:
1 — vanete.

camere de plutire etanșe. Porțile plane din capul amonte au în multe cazuri și un rol în schema de alimentare. În cazul alimentării prin porți, acestea sînt prevăzute cu vanete care se deschid pentru a asigura intrarea apei în sas. Pentru variații mari ale nivelului amonte și evitarea unor construcții metalice de dimensiuni prea mari, poarta amonte se poate realiza din două panouri independente (fig. 11.63). Pentru nivelurile joase ale rîului se folosește numai unul din panouri, celălalt rămînînd coborît în spatele zidului de cădere. Cînd nivelurile cresc, se folosește și al doilea panou. Panoul superior poate fi prevăzut cu o clapetă care să folosească la evacuarea flotanților.

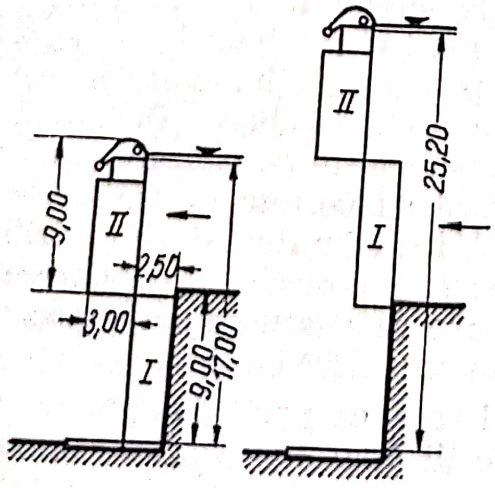


Fig. 11.63. Poartă coborîtoare plană formată din două panouri.

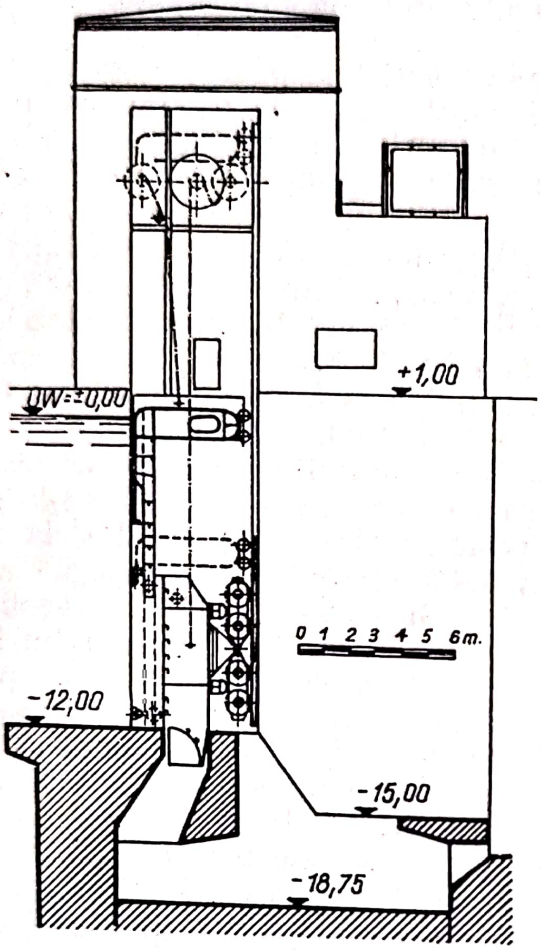


Fig. 11.64. Poartă plană dublă, ridicătoare-coborîtoare.

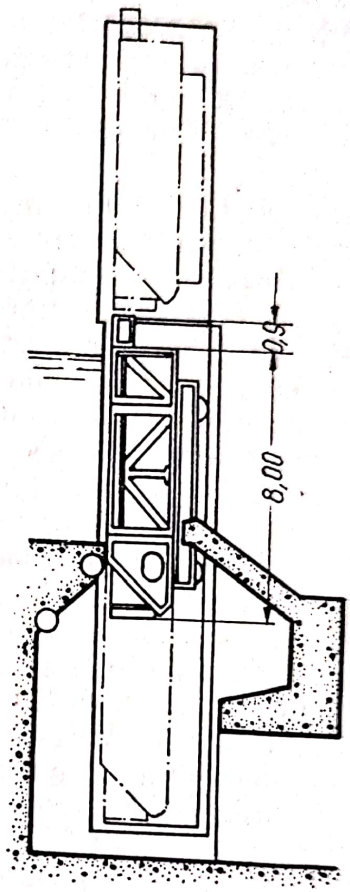


Fig. 11.65. Poartă plană ridicătoare-coborîtoare dintr-un panou.

Un tip de poartă dublă inspirat după cel folosit la baraje, este poarta de la ecluza Jochenstein. Pentru alimentarea sasului se ridică partea inferioară a porții. După terminarea umplerii, pentru a se permite trecerea navelor, panoul inferior revine la poziția sa inițială, iar panoul superior se coboară într-o nișă paralelă cu panoul inferior (fig. 11.64). La porțile duble pune probleme speciale etanșarea dintre cele două panouri.

O variantă a porții coborîtoare, este *poarta ridicătoare-coborîtoare* formată dintr-un singur panou (fig. 11.65). Prin ridicarea cu viteză redusă (timp de manevră 5...8 minute) se asigură alimentarea sasului, iar după ce procesul de umplere s-a terminat, poarta se coboară cu viteză mai mare (în 1,5...2 minute) în nișa din spatele zidului de cădere. Asemenea porți au fost prevăzute la ecluze de căderi mici pe canalele Rin-Main-Dunăre și Volga-Don. La asemenea instalații trebuie avut în vedere că ele asigură și evacuarea gheților și flotanților și că la

ridicarea lor, curgerea trebuie aerată prin conducte montate în pragul de cădere.

Porțile plane coborîtoare cînd sînt folosite și pentru alimentare au o serie de avantaje și anume : micșorează lungimea capului amonte ; — elimină canalele de alimentare și dispozitivele de închidere ale acestora ; — pot fi ușor revizuite și reparate prin ridicarea lor în bieful superior.

Porțile plane rulante sînt dispozitive de închidere cu un singur canat care are o mișcare de translație normală pe axul ecluzei și care, pentru trecerea vaselor, se adăpostește într-o nișă din bajoaierul ecluzei. Porțile rulante se folosesc mai ales la ecluzele maritime și la docurile de reparație ale navelor și ating dimensiuni considerabile : lungimea 53,5 m, lățimea 8,5 m și înălțimea 20 m (ecluza Ymuiden). Se întîlnesc următoarele scheme : — Greutatea porții se transmite la două cărucioare pe roți, care se deplasează pe șine și care sînt fixate sau ambele la partea inferioară a porții, sau unul la partea inferioară și celălalt la partea superioară (rulînd pe bajoaier). Această schemă se utilizează mai ales la ecluzele și docurile maritime. — Greutatea porții este echilibrată aproape total de camerele de plutire, iar poarta se deplasează în lungul unui pod mobil. Această schemă se aplică acolo unde există un pod de șosea sau de cale ferată mobil (basculant, rotitor etc.) — Poarta este suspendată de un pod fix prin intermediul unor vagonete ce se mișcă în lungul acestuia. Această schemă se utilizează mai ales la ecluzele de pe căile navigabile interioare, unde gabaritul de aer necesar este mai redus și unde nu se prevăd tasări prea mari ale terenului de fundație. Porțile rulante se utilizează atît la capul amonte, cît și la cel aval, pentru deschideri și înălțimi mari precum și în cazul cînd sensul amonte — aval se poate schimba.

Porțile plane rabatabile (clapetele) se mișcă în jurul unui ax de rotație orizontală, situat la partea inferioară. În poziție închisă, planul porții este aproape vertical, iar în poziție deschisă poarta se adăpostește într-o nișă a radierului (fig. 11.66). În prezent, acest sistem a fost adoptat

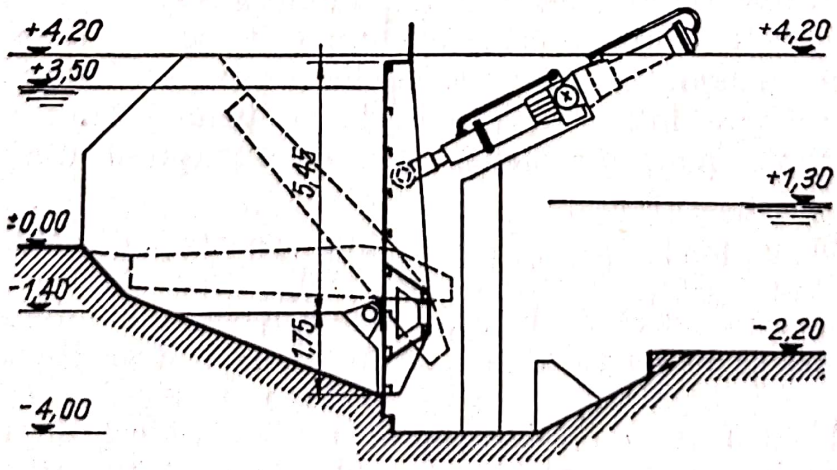


Fig. 11.66. Poartă plană rabatabilă.

la capetele amonte ale mai multor ecluze mari ; s-au realizat porți plane rabatabile de 30 m lungime și 9 m înălțime. Înclinarea panoului în poziție închisă este de cca 1:10 spre amonte, ceea ce este suficient pentru coborîrea porții sub acțiunea greutății proprii. Scheletul de rezistență este alcătuit din două antretoaze orizontale (una la partea inferioară și cealaltă aproximativ la nivelul retenției) și din doi montanți marginali. Cadrul astfel format se completează cu un sistem de montanți și antretoaze secundare, precum și cu contravîntuiri. Antretoaza inferioară reazemă pe toată lungimea ei pe radier, prin intermediul unei grinzi de lemn care servește și pentru etanșare ; ea se calculează ca o grindă rezemată pe un mediu elastic și încărcată cu o serie de sarcini concentrate (reacțiunile montanților). Antretoaza superioară lucrează ca o grindă simplu rezemată la capete.

Porțile rabatabile se utilizează de preferință la capetele amonte ale ecluzelor cu zid de cădere, atunci cînd lățimea deschiderii depășește cu mult înălțimea retenției. Ele permit o umplere rapidă a sasului, realizează o lungime mică a capului ecluzei și asigură o bună etanșeitate. Dezavantajul lor principal constă în greutatea efectuării reviziilor și reparațiilor.

11.4.4. ALTE TIPURI DE PORȚI

Porțile segment sînt analoage stavilelor segment ale barajelor, deosebindu-se numai prin faptul că la trecerea navelor, ele coboară într-o nișă a radierului. Pentru umplerea sasului porțile se ridică puțin deasupra pragului realizînd o înălțime de curgere de 1...1,5 m ; alteori umplerea se face pe la partea superioară a porții. Pe canalul Moscova-Volga au fost construite porți segment pentru retenții de 5,8...8,1 m și cu deschideri de 30 m (fig. 11.67). Exploatarea îndelungată a arătat că aceste porți se comportă satisfăcător.

Porțile clapetă rabatabile se pot executa și în formă de segment de cerc (fig. 11.68). În această variantă secțiunea transversală este o structură robustă rezistentă la torsiune, ceea ce permite manevrarea porții numai de la unul din capete, chiar pentru deschideri mari. Porțile clapetă sînt indicate pentru ecluzele de joasă cădere de pe rîuri, ele asigurînd evacuarea debitelor de viitură, a gheții și materialelor solide.

Porțile sector (fig. 11.69) sînt formate fiecare dintr-un sector de cerc care se rotește în jurul unui ax vertical ce coincide cu centrul de figură și care intră, la deschidere, într-o nișă a bajoaierului. Deoarece rezultanta împingerii apei trece prin axul de rotație, deschiderea se poate face și sub sarcină, permițînd mărirea debitului de alimentare către sfîrșitul umplerii sasului. În acest caz, prin intervalul dintre porți trece circa o treime din debit. Avantajul principal al acestui sistem îl constituie simplitatea mecanismelor de manevrare, iar ca dezavantaj necesitatea construirii unor nișe complicate în capetele ecluzelor.

Scanned with OKEN Scanner

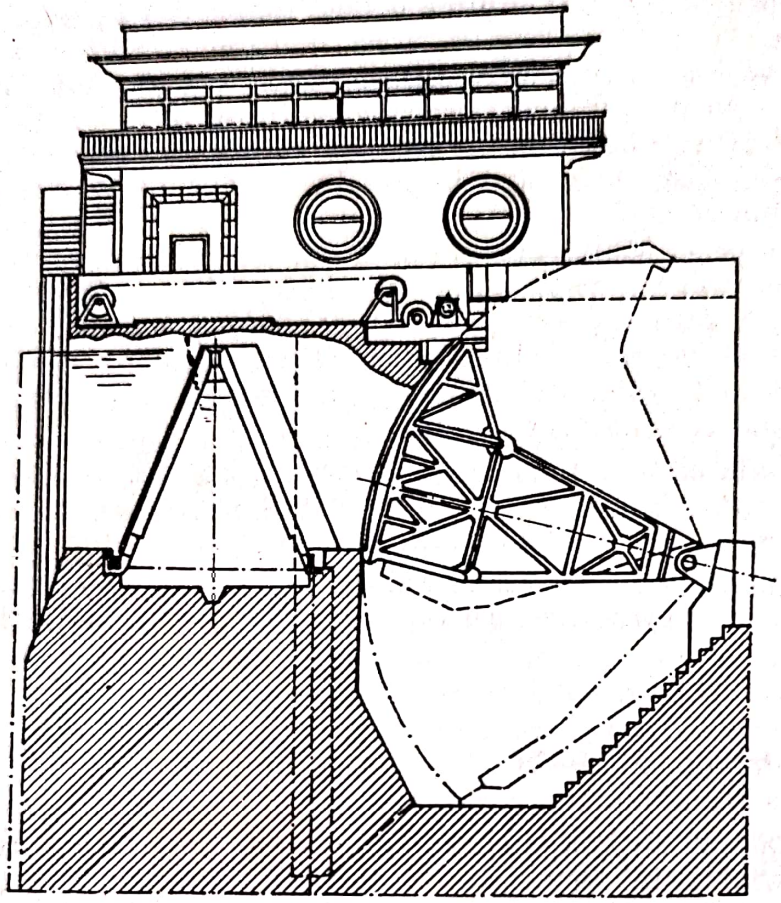


Fig. 11.67. Poartă segment.

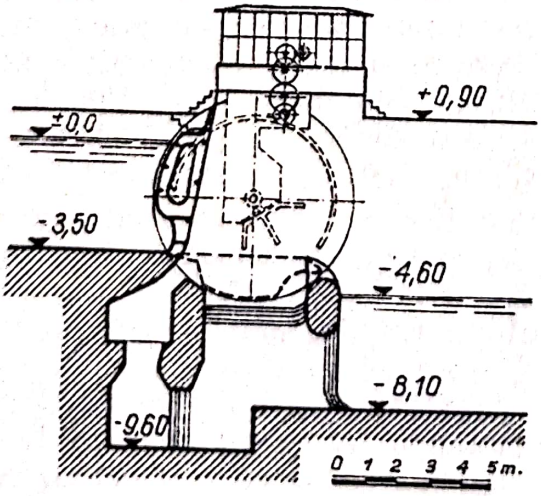


Fig. 11.68. Poartă segment rabatabilă.

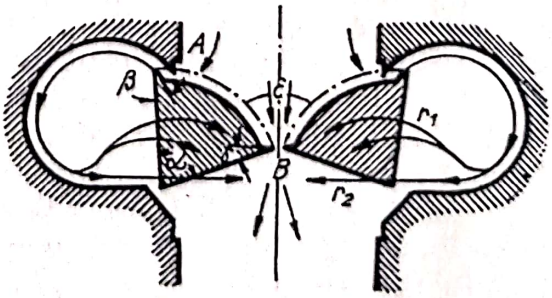


Fig. 11.69. Poartă sector.

Scanned with OKEN Scanner

Porţile cilindrice ridicătoare (fig. 11.70), folosite la ecluze puţ, au convexitatea spre aval lucrînd numai la întindere. Acest sistem de poartă deşi are o formă care conduce la diminuarea eforturilor, nu este mult folosită întrucît în exploatare pot apărea deplasări ale sistemului de rulare şi deci solicitarea suplimentară a sistemelor de ridicare.

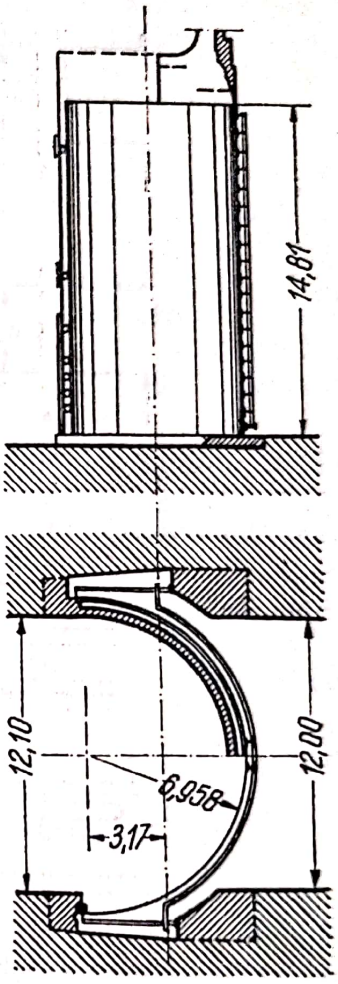


Fig. 11.70. Poartă ridicătoare cilindrică.

11.5. PORTURI DE AŞTEPTARE

Porturile de aşteptare ale ecluzelor au rolul de a permite staţionarea în siguranţă a convoaielor ce urmează să fie ecluzate, ferindu-le de curenţii puternici şi de vînt, precum şi de a asigura intrarea cît mai rapidă a navelor în sas. Forma şi dimensiunile porturilor de aşteptare trebuie să corespundă acestor cerinţe ; astfel, un port prea mic face dificilă manevrarea convoaielor şi dă naştere la avarii, în timp ce o suprafaţă de apă întinsă are dezavantajul că permite formarea valurilor. Forma trebuie astfel aleasă, încît să permită o circulaţie cît mai rapidă a navelor, ştiind că în general 50...70% din timpul de ecluzare se consumă pentru intrarea şi ieşirea convoaielor din sas. La stabilirea formei în plan, se porneşte de la scheme verificate în practică (fig. 11.71 şi 11.72), adaptîndu-se la necesităţile de trafic ale căii navigabile şi la condiţiile locale. Lăţimea minimă B_0 se poate determina cu ajutorul formulei :

$$B_0 = 3\,b + 4d, \tag{11.57}$$

unde :

b este lăţimea navei de tip maxim, iar

d — distanţa între nave şi care se ia 2...3 m.

Una din lăţimile de navă foloseşte pentru staţionarea convoiului ce urmează să fie ecluzat, una — pentru trecerea convoiului ce iese din sas, iar a treia pentru navele de pasageri sau alte nave speciale rapide, cărora li se dă întîietatea la ecluzare. Lăţimea minimă trebuie să satisfacă şi relaţia

$$B_0 \geqslant 1{,}3\ (b_c + b_p),$$

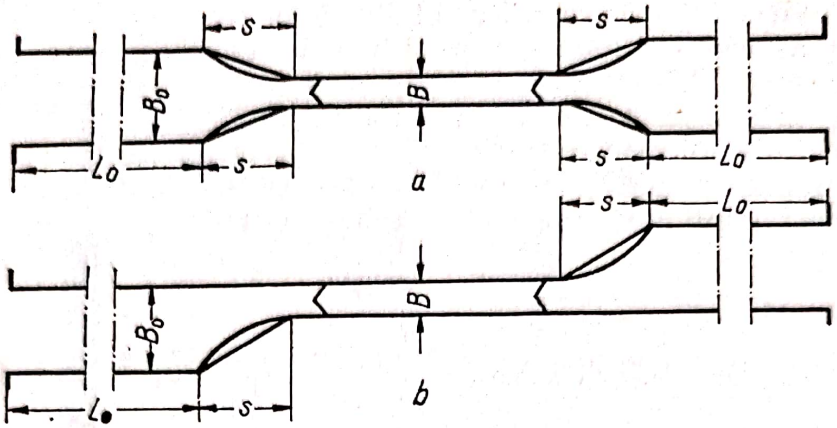


Fig. 11.71. Forma în plan a porturilor de așteptare:
a — dispoziție simetrică; *b* — dispoziție antisimetrică.

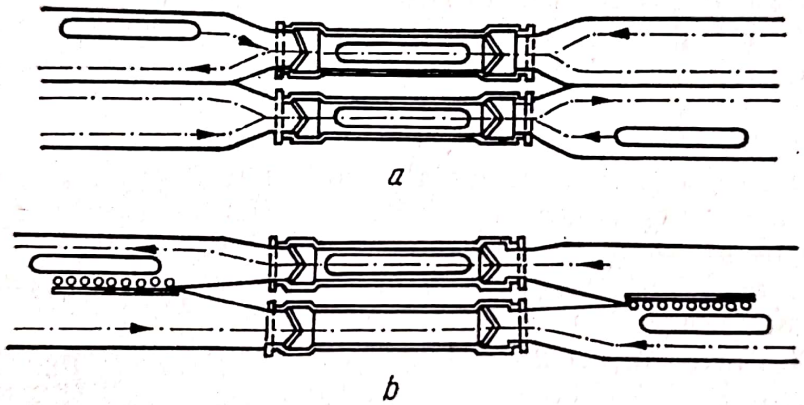


Fig. 11.72. Porturile de așteptare la ecluzele gemene:
a — dispoziție simetrică; *b* — dispoziție antisimetrică.

unde :

b_c este lățimea maximă a convoiului de șlepuri ;

$b_,$ — lățimea celei mai mari nave de pasageri sau autopropulsate.

La ecluzele gemene, lățimea B_0 se calculează pentru 6 fire de circulație. Dimensiunile transversale ale porturilor de așteptare se pot mări în cazul cînd sasul ecluzei are o lățime mare (fiind dimensionat de exemplu pentru filă dublă), sau se pot reduce pentru 2 fire de circulație, la ecluze mici sau în cazul unui trafic foarte regulat. Nu se recomandă sporirea lățimii B_0, deoarece staționarea în paralel a mai multor convoaie îngreuiază manevrarea lor. Trecerea de la lățimea curentă a canalului navigabil la cea a portului de așteptare, și apoi de la aceasta, la lățimea sasului, se poate face simetric sau antisimetric ; firul de circulație care coincide cu axul ecluzei se rezervă pentru convoaiele care intră în sas, în timp ce convoaiele care ies pot avea și o traiectorie curbilinie, deoarece pot manevra mai ușor, avînd deja o viteză suficientă. Lungimea porțiunii de racordare dintre canal și port se poate lua 0,5...0,75 l, unde

l este lungimea șlepului maxim ; se poate lua o linie de racordare cu evazarea de 1:10. Trecerea de la lățimea B_0 la cea a sasului se face de asemenea treptat. La unele ecluze înclinarea în plan a porțiunii de racordare s este de cca 1 : 7...1 : 10 pe partea pe care staționează navele ce așteaptă să fie ecluzate, și de cca 1 : 4, pe partea pe care navighează navele care ies din sas și unde pericolul de abordaj este mai mic. La ecluzele mai noi, liniile de racordare pe ambele laturi au înclinarea în plan circa 1 : 5, fiecare dintre laturi putînd servi pentru așteptare. Conturul feței exterioare a porțiunii de racordare se poate realiza în forma unui arc de cerc sau de parabolă, tangent la zidul sasului. Racordarea se face la început cu un arc de cerc avînd raza $R_1 = 0{,}33...0{,}50\ l_c$, iar la capătul curbei această rază se micșorează de 2...3 ori (l_c este lungimea convoiului de calcul).

Lungimea portului de așteptare propriu-zis, care se recomandă să fie rectiliniu, se ia $L_0 = (1{,}5...2)\ L$, L fiind lungimea sasului, și cel puțin egală cu două convoaie în formație de navigație curentă. Dacă traficul o cere, lungimea se va mări în mod corespunzător.

O altă relație, care ține cont de lungimea convoiului de calcul l_c este :

$$L = (1{,}5 \dots 1{,}7)\, l_c + \sqrt{l^2 + (4R - C)\, C} \qquad (11.58)$$

unde

$$R = (3 \dots 5)\, l, \text{ iar}$$

$$C = b_c + 0{,}5\, B_0'; \quad B_0' = \frac{l^2}{2R + B_0}$$

Cu formulele de mai sus se obțin pentru porturile de așteptare ale ecluzelor de pe Dunăre lungimi curente de 350...600 m.

O atenție specială trebuie acordată porturilor de așteptare construite în legătură cu un rîu. Aici apare primejdia ca vasele, împinse de curent, să se lovească de lucrările de la punctul de ramificare. În special sînt expuse ultimele nave ale convoiului. Pericolul se mărește, dacă intrarea în canal se amplasează pe un mal convex. Tot la porturile de așteptare construite în legătură cu un rîu, poate apărea și pericolul înnisipării, în care caz sînt necesare dragaje periodice. La porturile de așteptare aval, depunerile pot fi eliminate uneori numai prin acțiunea undei care se produce la golirea sasului. Aceste unde ating de obicei înălțimea de 0,2...0,3 m ; ca urmare, se recomandă ca, în cazul cînd peste portul de așteptare se construiește un pod, gabaritul de aer să fie majorat cu cel puțin 0,5 m. Această recomandare se va respecta pe o distanță de circa 2 km în aval de ecluză. Intrarea și ieșirea navelor din portul de așteptare aval poate fi influențată și de funcționarea descărcătorilor barajului. De aceea la stabilirea lungimii portului de așteptare aval trebuie să se țină seama că se limitează valoarea componentei normale pe axul portului a vitezei apei la 0,4...0,5 m/s.

Scanned with OKEN Scanner

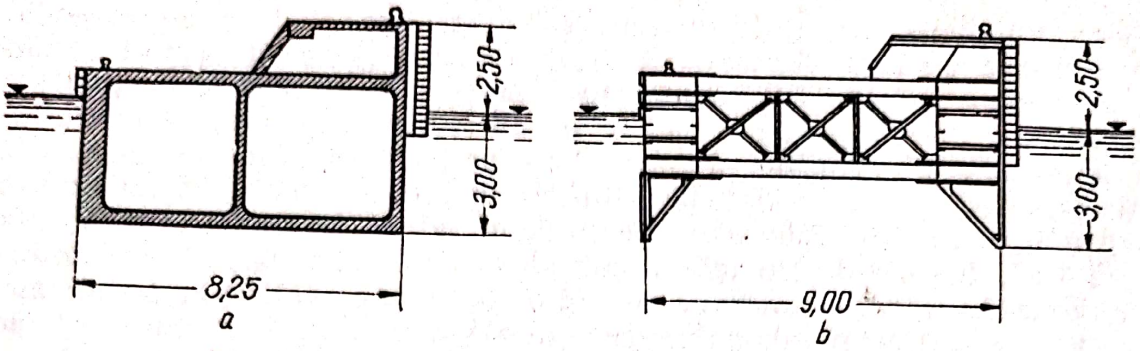


Fig. 11.73. Estacade plutitoare pentru adîncimi mari:
a — din beton armat; *b* — metalice.

În vederea unei exploatări cît mai raționale, în porturile de așteptare se construiesc, în funcție de necesitățile locale, estacade de acostare și ghidaj, moluri de protecție și de depășire, pile de acostare și ducdalbi. Estacadele de acostare permit acostarea navelor ce urmează să fie ecluzate. Ele pot fi plutitoare sau fixe (fig. 11.73, 11.74). Cele plutitoare (portul amonte al ecluzelor de la Porțile de Fier) se folosesc fie în cazul terenurilor de fundație stîncoase, fie în cazul adîncimii mari a portului și sînt fixate cu lanțuri — dacă terenul este stîncos sau culisează în șanțuri verticale formate din mai multe grupe de piloți — dacă se pot bate piloți. Estacadele de acostare fixe se construiesc de obicei, pe ambele laturi ale portului de așteptare și se execută din lemn, beton armat sau palplanșe metalice. Tipul cel mai frecvent este alcătuit dintr-un sistem de grinzi cu zăbrele în spațiu; alteori, estacadele se construiesc masive la fel cu cheiurile de acostare din porturi. Primul tip are avantajul că este mai elastic și mai economic; se construiește pe taluzul malurilor sau digurilor care despart portul de așteptare de rîu,

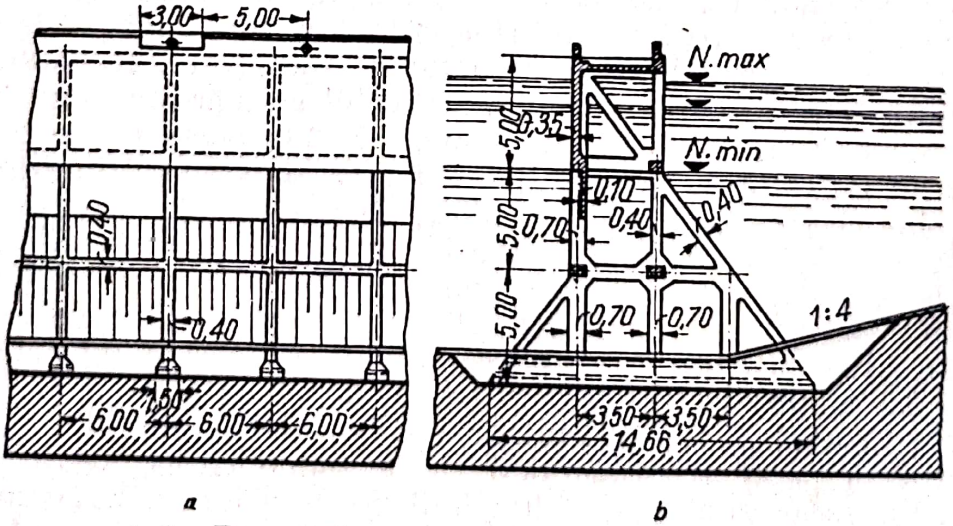


Fig. 11.74. Estacade din beton armat:
a — elevație; *b* — secțiune.

stăvilar, centrală etc. uneori chiar independent — acolo unde nu apar curenți transversali. Estacadele masive feresc mai bine porturile de așteptare de curenți transversali. În mai multe cazuri, din motive de economie, estacadele de acostare se construiesc numai pe un mal (de obicei cel din dreapta sensului de circulație spre ecluză), la celălalt mal amenajîndu-se ducdalbi. Estacadele de acostare se prevăd cu bolarzi pentru legarea navelor, așezați astfel încît navele cele mai mici să poată fi legate în cel puțin două puncte. Pe căile navigabile mai importante, s-a constatat că este suficient o distanță între bolarzi de 35...40 m.

Estacadele mai trebuie prevăzute, la intervale de circa 30 m, cu dispozitive pentru amortizarea loviturilor de acostare (grinzi de lemn verticale, arcuri etc.). Platforma superioară a estacadei se plasează de obicei la 1 m deasupra nivelului maxim al apelor din canal sau din rîu. Pe estacadele de acostare se amenajează calea pentru tractoare sau locomotive electrice, în cazul cînd în portul de așteptare se practică halajul.

Estacadele de acostare se calculează la forța de tracțiune în bolard și la forța de lovire a navei, precum și la celelalte încărcări cunoscute (încărcarea cu oameni, greutatea locomotivelor de halaj etc.).

Estacadele de ghidaj constituie elementul de legătură între estacadele de acostare și zidurile sasului.

Figurile 11.75 și 11.76 arată formele tip adoptate pentru porturile de așteptare, estacadele de acostare și estacadele de ghidaj ale ecluzelor de

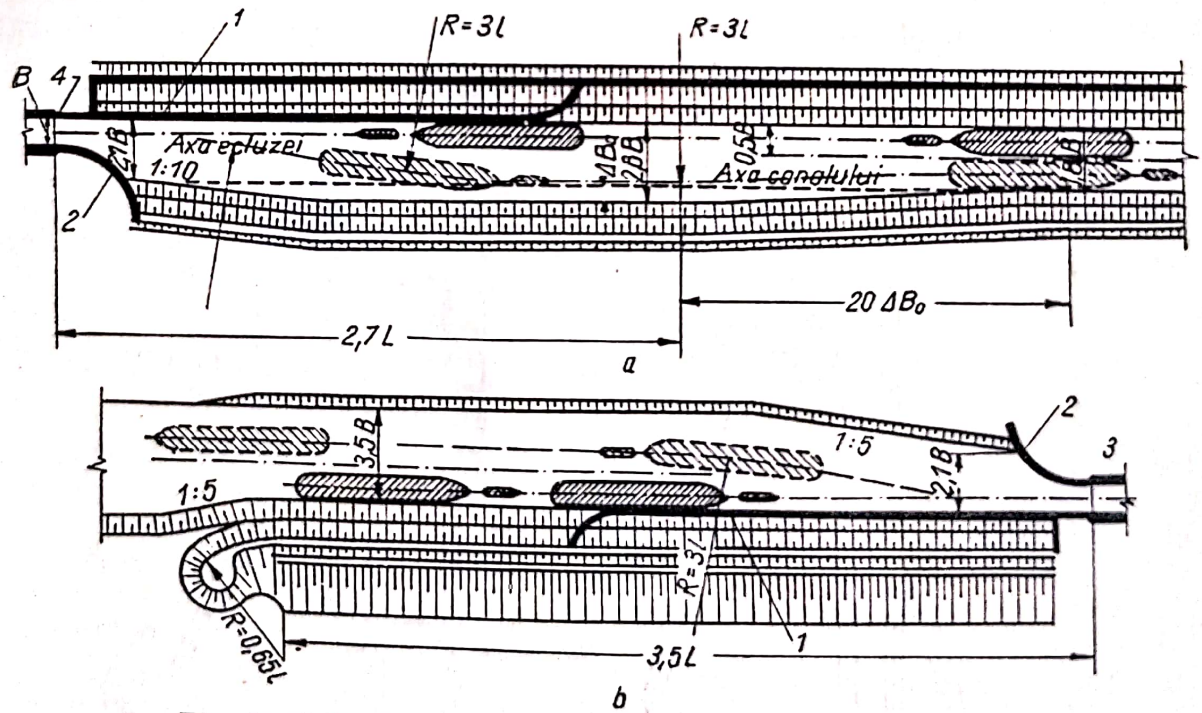


Fig. 11.75. Porturi de așteptare tip. de pe canalul Volga-Don:
a — port aval; *b* — port amonte.
1 — estacadă de acostare; *2* — estacadă de ghidaj; *3* — cap amonte; *4* — cap aval; *L* — lungimea ecluzei; *l* — lungimea navei maxime de calcul; *B* — lățimea ecluzei.

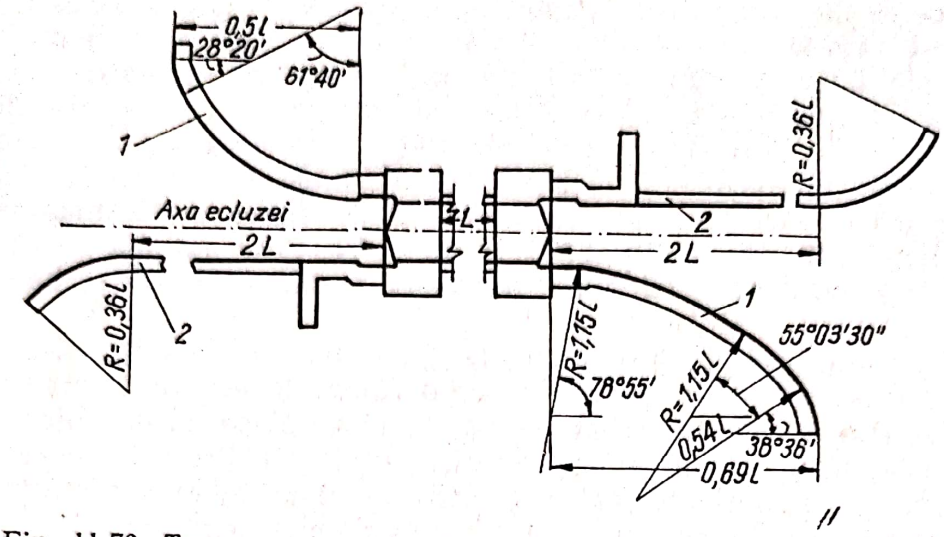


Fig. 11.76. Trasarea estacadelor din porturile de așteptare de pe canalul Volga-Don.

pe canalul Volga-Don. Secțiunea tip din figura 11.77, *a* a fost adoptată la aproape toate porturile de așteptare ale acestui canal, în timp ce secțiunea din figura 11.77, *b* s-a folosit în portul de așteptare aval al ecluzei nr. 1, unde există variații de nivel mari, acest port de așteptare fiind în legătură directă cu rîul Volga.

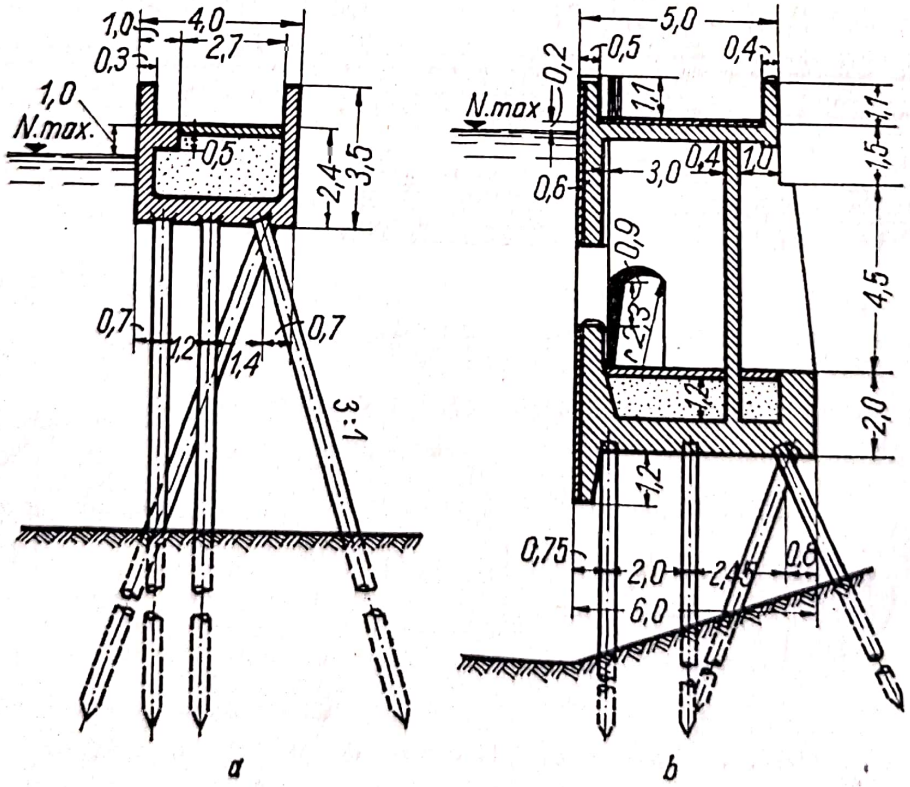


Fig. 11.77. Estacade de acostare pe piloți înalți pe canalul Volga-Don:
a — estacadă tip; *b* — estacadă pentru variații mari de nivel.

La intrarea porturilor de aşteptare care sînt în legătură cu un rîu, se prevăd moluri de protecţie, pentru a feri navele de curenţii puternici. Molurile se construiesc după tipul celor din porturile interioare (diguri de pămînt cu taluzurile protejate cu piatră). La unele amenajări mai noi, extremitatea molurilor de protecţie este formată din pereţi de palplanşe ancorate, care evită lovirea navelor de taluzele de sub apă, pe care navigatorii nu le pot observa. În porturile de aşteptare ale ecluzelor gemene sînt necesare moluri de despărţire, pentru delimitarea suprafeţei de apă aferente fiecărei ecluze şi pentru a împiedica formarea curenţilor transversali. Molurile de despărţire se construiesc ca diguri de pămînt sau ca estacade de acostare.

De multe ori, estacadele de acostare lipsesc, fiind înlocuite prin ducdalbi şi pile de acostare. Ducdalbii sînt grupuri de 5...9 piloţi, metalici sau de lemn, bătuţi în pămînt la o distanţă mică unul de altul şi solidarizaţi între ei, folosind pentru legarea navelor ce aşteaptă să fie ecluzate. Un avantaj al ducdalbilor de lemn este marea lor elasticitate, în timp ce principalele lor dezavantaje sînt uzura prin lovirea de către nave şi putrezirea. Impregnarea cu substanţe împotriva putrezirii nu este economică, din cauza costului ridicat şi fiindcă de cele mai multe ori distrugerea se face mai repede prin lovirea de către nave. De aceea, în ultimii ani se întrebuinţează ducdalbi din piloţi metalici.

Acolo unde terenul stîncos nu permite baterea piloţilor de lemn sau metalici, se construiesc pile de acostare prevăzute cu bolarzi, care sînt masive de beton, asemănătoare pilelor de pod. La fel ca şi bolarzii de pe estacadele de acostare, ducdalbii şi pilele de acostare se aşază la o distanţă de 35...40 m.

În taluzele şi pe estacadele porturilor de aşteptare, trebuie prevăzute scări şi legături cu malul, la fiecare 35...70 m, în funcţie de intensitatea traficului şi lungimea navelor, pentru a se permite accesul la mal. Scările trebuie să constituie puncte bine iluminate ale porturilor de aşteptare.

11.6. EXEMPLE DE ECLUZE

Ecluza Ust-Kamenogorsky de pe fluviul Irtiş. Această ecluză face parte dintr-un mare sistem hidroenergetic şi de navigaţie construit pe cursul superior al fluviului Irtiş, într-un sector cu regim tipic torenţial. Căderea totală creată de barajul centralei hidroelectrice este de 42 m. Ecluza Ust-Kamenogorsky dată în exploatare în 1968, are cea mai mare cădere din lume. [1]

Din studiile tehnico-economice făcute a rezultat că soluţia adoptată este cu 10% mai ieftină decît soluţia cu 3 ecluze în trepte, fără a lua în considerare avantajele exploatării.

Fundul este alcătuit dintr-o masă stîncoasă de structură cristalină, foarte rezistentă, acoperită de un strat de stîncă spartă şi degradată de

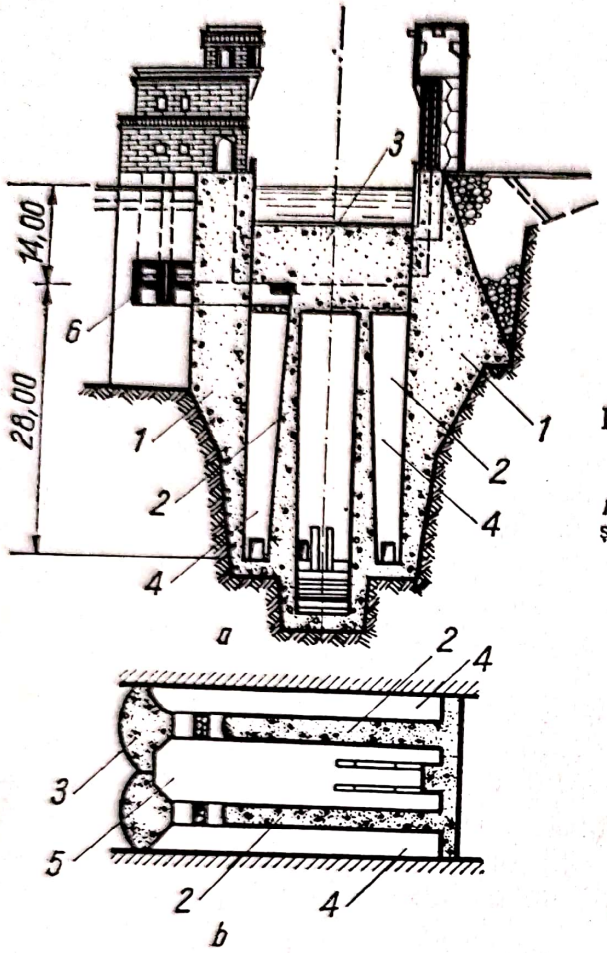


Fig. 11.78. Capul amonte al ecluzei Ust-Kamenogorski:

a — secțiune transversală; *b* — secțiune în plan. *1* — bajoierele capului amonte; *2*, *3* — contraforții și bolțile barajului; *4*, *5* — camere de disipare laterale și centrale; *6* — apeduct de umplere.

0,5...10 m grosime. Pentru construcția ecluzei, acest strat a fost îndepărtat, iar numeroasele fisuri care se găseau în roca de bază au fost cimentate ; s-au prevăzut de asemenea drenaje în lungul suprafeței de contact, pentru a reduce presiunea hidrostatică a apei de infiltrație.

Capul amonte este alcătuit la partea sa inferioară, pe o înălțime de 20 ml de îmbrăcămintea de beton a suprafeței stîncii, dezgolită prin excavații ; partea superioară, dintr-o zidărie de beton (fig. 11.78).

Zidul de cădere a capului amonte este realizat cu ajutorul a două elemente dintr-un baraj cu bolți și contraforți, bolțile formînd spre amonte un parament transversal înclinat. Spre aval, zidul de cădere prezintă o placă groasă verticală care se reazemă pe contraforți. Compartimentele laterale și compartimentul central care rezultă astfel între contraforți, radier și paramente, formează trei camere de disipare utilizate pentru alimentarea ecluzei.

Debitul de alimentare este condus prin două galerii scurte de umplere, situate la 14 m sub nivelul de retenție amonte, în cele două camere laterale de disipare în care cad de la o înălțime de 28 m. Prin orificii practicate în contraforți, debitul de alimentare trece în camera de disi-

pare centrală, apoi în apeductul central de alimentare a sasului situat cu circa 4 m mai jos.

Pentru a evita pătrunderea unei mari cantități de aer în sas, s-a prevăzut un traseu relativ lung pentru trecerea apei prin contraforți în camera centrală ; de asemenea a fost prevăzut și un dispozitiv special de evacuare a aerului.

Apeductul central al sasului are secțiunea dreptunghiulară de 6·3 m și este acoperit cu o dală de beton armat. Orificiile de pătrundere a apei sînt repartizate la distanța de 5 m în lungul sasului și sînt acoperite cu grătare calibrate care permit o distribuire uniformă a debitului, după toate direcțiile.

În urma cercetărilor pe model și la scară naturală, s-a constatat că cele mai reduse solicitări ale navelor rezultă prin introducerea unei discontinuități în ridicarea vanelor de comandă ale galeriilor de alimentare. Acestea sînt ridicate și menținute la înălțimea liberă de 1,5 m pînă cînd apa în sas atinge înălțimea de cca 20 m deasupra nivelului minim aval. După aceea vanele sînt ridicate la întreaga înălțime liberă de 2,5 m. În felul acesta, durata totală de umplere este de 27 minute, cu 4 minute mai mult decît în cazul ridicării continue a vanelor pînă la înălțimea totală. În acest ultim caz, solicitările hidrodinamice ale navelor cresc însă considerabil. Cea mai mare valoare a forței longitudinale obținute pentru o navă de 9,4 kN (960 tf) în sistemul cu ridicare discontinuă a vanelor, a fost de 29,4 kN (3 tf).

Golirea sasului se efectuează printr-un apeduct, care conduce apa direct în rîu, în afara șenalului de acces. Acest apeduct este branșat în apropiere de capul amonte, de apeductul longitudinal de alimentare. El servește de asemenea pentru golirea sasului prin pompare, în caz de reparație.

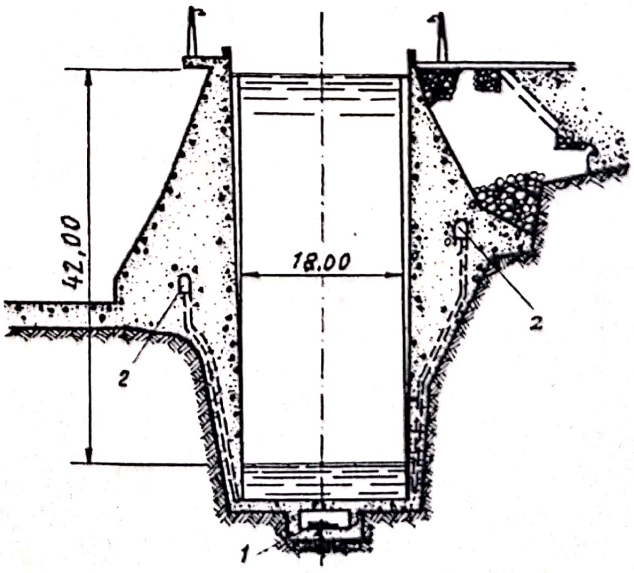


Fig. 11.79. Secțiune transversală prin sasul ecluzei Ust-Kamenogorski:
1 — galerie longitudinală de alimentare; *2* — dren.

Lungimea utilă a sasului este de 100 m, lățimea de 18 m (fig. 11.79). Bajoaierele din beton simplu au un fruct de 1/40 spre interiorul sasului. Bajoaierul dinspre fluviu este alcătuit și dimensionat ca un baraj de greutate. Bajoaierele sînt divizate în lung prin rosturi de dilatație situate la 10 m distanță (climă continentală cu diferențe mari de temperatură). Bitumul cu care se asigură etanșeitatea acestor rosturi poate fi reîncălzit în caz de reparații.

Pentru a reduce infiltrațiile prin învelișul de protecție al stîncii, relativ subțire de la partea inferioară a bajoaierelor, s-a realizat un ecran de etanșeitate adînc, în tot lungul sasului.

Capul amonte este echipat de o poartă plană ridicătoare și de o poartă de siguranță coborîtoare. Capul aval este organizat după dispozitivul clasic al ecluzelor de mare cădere, cu un ecran de beton armat și o poartă plană ridicătoare.

Scanned with OKEN Scanner

Capitolul 12

ASCENSOARE DE NAVE

12.1. CLASIFICARE, PRINCIPII DE FUNCȚIONARE ȘI SCHEME CONSTRUCTIVE

Creșterea căderilor pe amenajările cursurilor de apă navigabile, precum și necesitatea economisirii apei, a condus la folosirea unor instalații hidrotehnice speciale pentru trecerea navelor între biefuri. Aceste instalații trebuie să corespundă anumitor necesități impuse de consumul de apă, viteza ascensională (sau de coborîre) mare, eliminarea treptelor intermediare, securitatea navelor etc., care nu pot fi satisfăcute prin ecluze la căderi peste 30...35 m. În asemenea cazuri rezolvarea este posibilă prin ascensoare de nave.

Ascensoarele de nave sînt larg răspîndite pe căile navigabile interioare și în porturi. Sînt construite sau în proiectare un număr mare de asemenea instalații, pentru căderi pînă la 200 m și putînd să transporte nave între 0,98 și 157 MN (100...16 000 tf).

Ascensoarele de nave fac posibilă deplasarea acestora pe verticală, pe plan înclinat și uneori pe orizontală în vederea asigurării continuității traficului naval între biefurile unei amenajări fluviale sau a unui canal artificial.

Ascensorul de nave se compune dintr-o parte mobilă, de obicei metalică, care are funcția sasului de ecluză, fiind etanșă și prevăzută cu stavile la capetele prin care se face legătura cu biefurile. Instalația are un sistem de ridicare și coborîre a camerei și o structură de susținere și ghidare care poate fi metalică sau de beton armat.

Clasificarea ascensoarelor se poate face după direcția de deplasare a sasului și anume : *ascensoare verticale* și *ascensoare înclinate* (plane înclinate).

Ascensoarele verticale se pot realiza în trei tipuri, în funcție de mijlocul cu care se execută ridicarea, respectiv coborîrea camerei. În acest sens există subîmpărțirea în *ascensoare verticale cu piston, ascensoare verticale cu plutitor și ascensoare cu contragreutăți* (fig. 12.1). Primele două tipuri folosesc energia hidraulică, ultimul energia mecanică.

Ascensoarele hidraulice cu piston sînt întotdeauna cuplate cîte două, fiecare sas fiind susținut de către un piston care se mișcă în interiorul unui cilindru a cărui intrare este etanșă pe corpul mobil. Cilindrii umpluți cu apă comunică între ei prin conducte formînd un circuit închis,

Scanned with OKEN Scanner

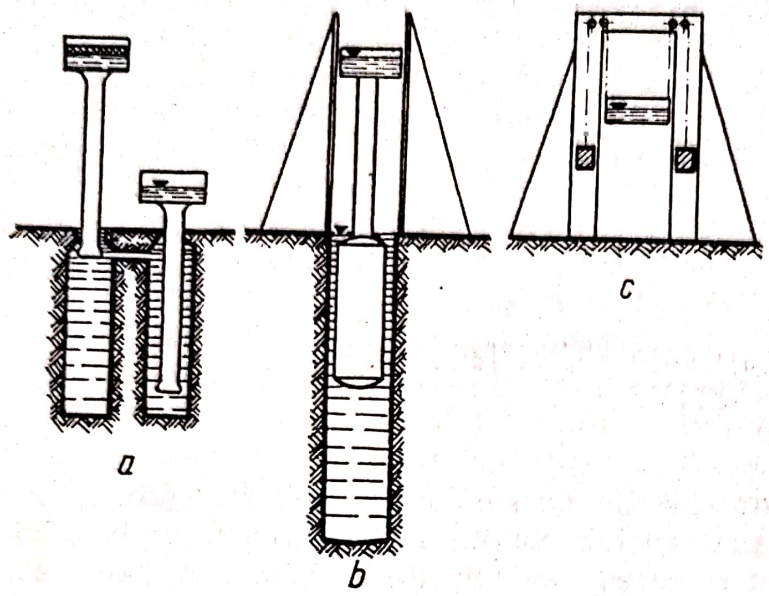


Fig. 12.1. Tipuri de ascensoare verticale:
a — hidraulice; *b* — cu plutitori; *c* — mecanic.

iar acționarea se bazează pe principiul balanței hidrostatice, mișcarea fiind posibilă în momentul în care greutatea unui sas este mai mare decît a celuilalt. Punerea în funcțiune a sistemului se face prin introducerea unui volum de apă suplimentar în sasul superior.

După poziția plutitorului există trei variante de ascensoare : cu puț sub sas, cu puț deasupra sasului și cu cameră submersibilă.

La ascensoarele cu plutitori sasul este susținut de unul sau mai mulți plutitori care se mișcă în puțuri pline cu apă.

Forța ascensională exercitată asupra plutitorilor echilibrează greutatea sasului, iar acționarea sistemului se face prin variația greutății sasului sau prin mijloace mecanice. Sasul ascensonului cu cameră submersibilă este o construcție perfect etanșă prevăzută cu o serie de rezervoare, care se pot umple cu apă prin sifonare din bieful amonte. Aceasta duce la scufundarea sasului într-un puț, pînă la o cotă care corespunde nivelului aval. Ridicarea se face prin evacuarea apei din rezervoare.

Toate tipurile de ascensoare hidraulice au o răspîndire redusă, în special din cauza greutăților apărute la etanșări și datorită faptului că nu se pot adopta pentru căderi prea mari.

La ascensoarele mecanice, greutatea sasului este echilibrată prin contragreutăți, astfel că pentru ridicarea sau coborîrea sasului trebuie învinse numai frecările din sistem. Punerea în funcțiune se face cu un motor de putere redusă, fie prin adăugarea (respectiv evacuarea) unui volum suplimentar de apă. Contragreutatea poate fi înlocuită cu un al doilea sas. Ascensoarele mecanice cu contragreutate se pot realiza în două variante : cu cameră umedă sau cameră uscată. Ascensoarele cu cameră umedă au sasul asemănător cu celelalte descrise anterior.

Ascensorul vertical cu cameră uscată transportă nava pe orizontală și verticală cu ajutorul unui pod rulant de mare capacitate, care pe o

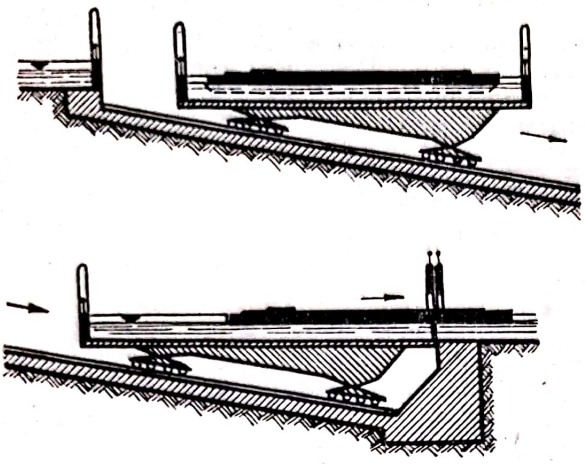


Fig. 12.2. Plan înclinat longitudinal.

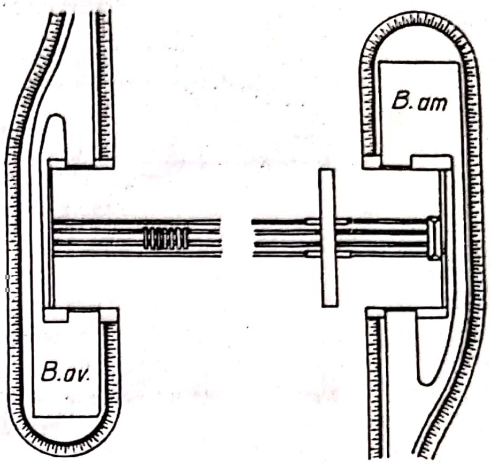


Fig. 12.3. Plan înclinat transversal.

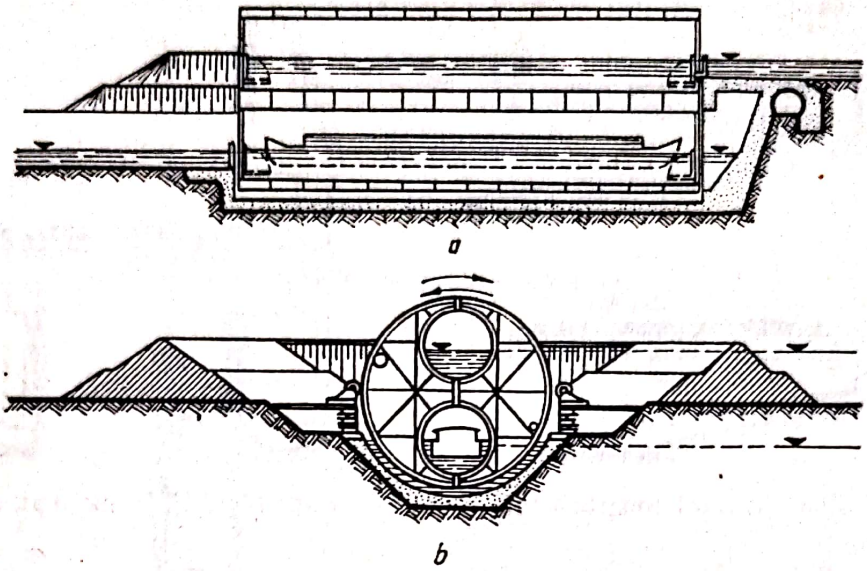
platformă ia nava dintr-un bief și îl transportă în celălalt. Ambele tipuri de ascensoare verticale mecanice au o răspîndire mare datorită lipsei problemelor de etanșare, ceea ce duce la o exploatare mai sigură.

Ascensoarele pe plan înclinat, sînt tot-mecanice, sasul mobil mișcîndu-se pe o cale de rulare care are o pantă oarecare. Dacă direcția axului căii de rulare coincide cu axul canalului, planul se numește longitudinal (fig. 12.2), iar dacă direcția de mișcare a sasului este perpendiculară pe axul canalului (fig. 12.3) planul înclinat se numește transversal (sau cu deplasare laterală).

Ascensoarele înclinate longitudinale pot avea o cameră mobilă obișnuită, umplută cu apă, o platformă uscată, sau poate să transporte un volum (pană) de apă cu ajutorul unei stavile plane mobile. Transportul pe platforme are avantajul de a micșora greutatea ce trebuie ridicată, dar necesită dispozitive speciale pentru rezemarea corpului navei. Toate dispozitivele de rezemare imaginate pînă acum (dispozitive hidraulice, saltele de cauciuc etc.) se caracterizează printr-o mare sensibilitate în exploatare și prin faptul că nu reușesc să asigure o rezemare perfectă, solicitînd astfel defavorabil scheletul de rezistență al navei. De aceea în prezent se utilizează mai mult sasuri umplute cu apă.

Ascensorul tambur (fig. 12.4) este format dintr-un cilindru orizontal și conține două sasuri cilindrice diametral opuse și închise prin porți. Prin rotirea tamburului cu 180°, sasurile își schimbă poziția, astfel încît fiecare navă este adusă în dreptul biefului opus. Tamburul plutește liber în bieful aval și are roți de ghidaj la extremități. Principalul avantaj al ascensorului tambur îl constituie capacitatea sa de exploatare ridicată. Totuși investițiile și cheltuielile de exploatare sînt mari, iar menținerea unei secțiuni transversale perfect circulare pare dificilă, avînd în vedere solicitările nesimetrice rezultînd din greutatea sasurilor, presiunea vîntului și încălzirea neuniformă datorită razelor solare.

Scanned with OKEN Scanner



a

b

Fig. 12.4. Ascensor-tambur:
a — secțiune longitudinală; *b* — secțiune transversală.

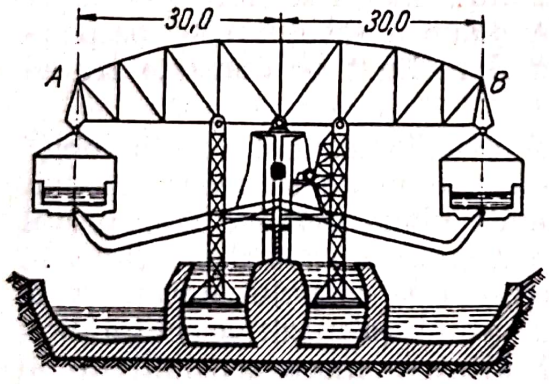


Fig. 12.5. Ascensor-balanță.

Ascensorul — balanță (fig. 12.5) constă din două grinzi cu zăbrele în spațiu *AB*, rezemate la mijloc — prin intermediul unei articulații — pe o fundație masivă și care susțin două sasuri egale. Reglarea mișcării se face cu ajutorul unui dispozitiv de frînare, compus din patru plăci orizontale care culisează în interiorul unor camere de frînare umplute cu apă. Ascensorul — balanță prezintă avantajul unei funcționări simple, dar are și unele dezavantaje, dintre care trebuie menționată în primul rînd dificultatea tehnică de a realiza articulațiile grinzilor principale. Această dificultate este înlăturată la una din variantele sistemului, care prevede rezemarea grinzilor principale pe un flotor cilindric orizontal, care plutește într-un bazin din bieful amonte.

Scanned with OKEN Scanner

12.2. EXEMPLE DE ASCENSOARE

12.2.1. ASCENSOARE VERTICALE

La ascensorul de nave de la Rothensee (fig. 12.6) care unește canalul Mittelland cu Elba, căderea oscilează între 10,53 m și 18,67 m, potrivit oscilațiilor nivelului Elbei, iar navele ridicate au capacitatea maximă de 9,8 MN (1 000 tf). S-a urmărit o rezemare static determinată a sasului, pentru a elimina încărcările neegale ale plutitorilor ; sasul este susținut numai de doi plutitori, avînd diametrul de 10 m și volumul de 2 700 m³, fiecare fiind împărțită în trei camere etanșe, pentru a evita un dezechilibru prea accentuat, în cazul neetanșeității uneia dintre camere. În mijlocul fiecărui plutitor se găsește o galerie verticală cilindrică, cu diametrul de 1,1 m, închisă lateral și la partea superioară, dar deschisă la extremitatea inferioară. Această galerie este umplută cu aer comprimat, care se comprimă și mai mult la coborîrea sasului, astfel încît forța ascensională este micșorată în aceeași măsură în care ea tinde să crească, datorită dezlocuirii unui volum mai mare de apă, de către tijele plutitorilor. Această dispoziție permite o echilibrare a sasului în orice poziție, electromotoarele folosind numai pentru învingerea rezistențelor din sistem. Viteza sasului este 0,15 m/s. Legătura ascensorului cu bieful superior se face prin intermediul unui pod canal.

În 1939 s-a început construirea ascensorului de nave de la Hohenwarte de pe canalul Mittelland, care prezintă dispoziții constructive absolut analoage cu cele adoptate la cel de la Rothensee.

Cel mai important ascensor vertical mecanic a fost dat în exploatare în 1934 la Niederfinow, pe canalul Berlin-Stettin în dreptul unei căderi de 36 m (fig. 12.7 și 12.8). El este compus din sas, mecanismul de acționare,

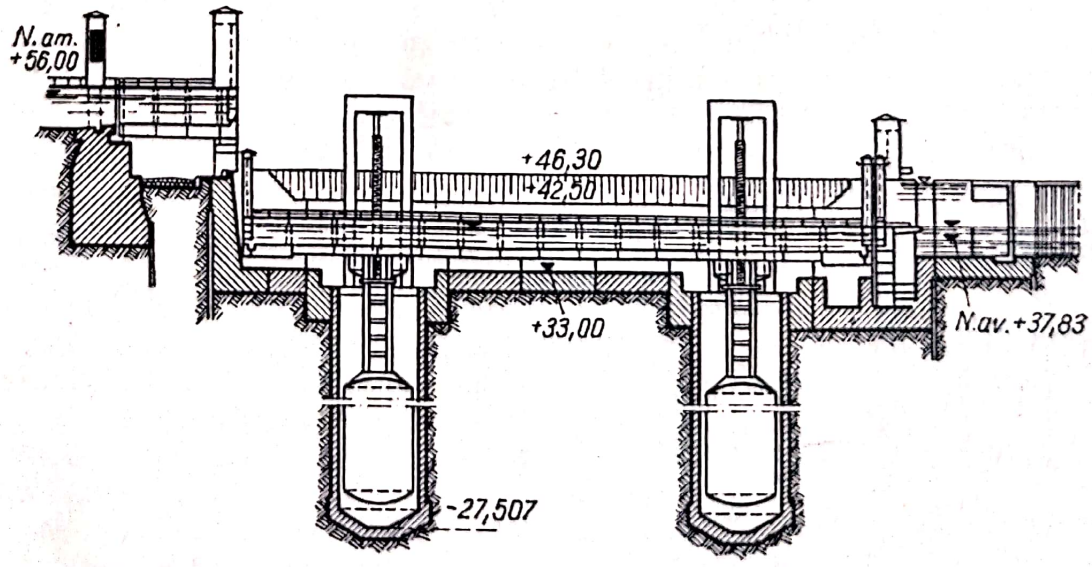


Fig. 12.6. Ascensorul cu plutitori Rothensee — secțiune longitudinală.

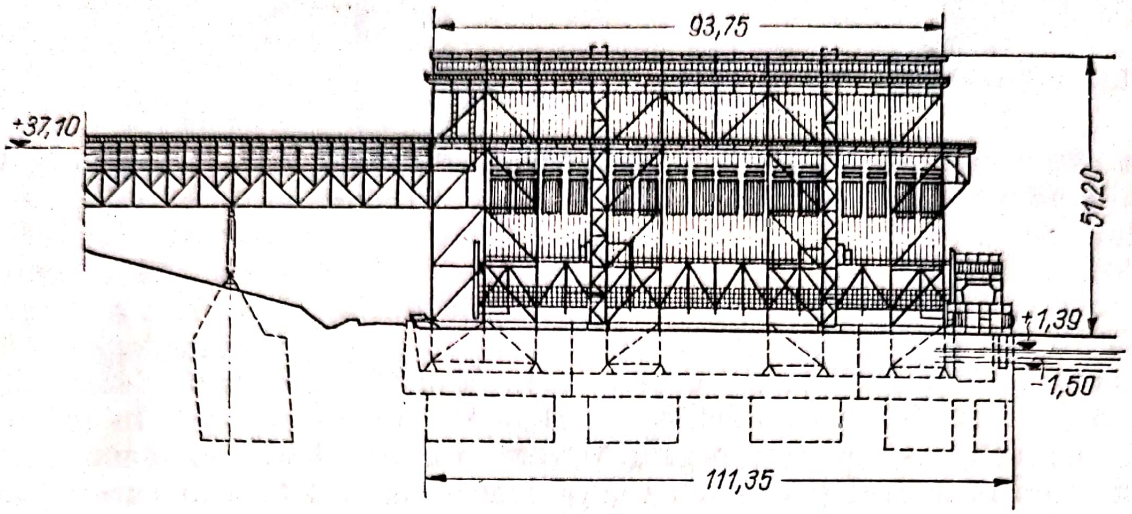


Fig. 12.7. Ascensorul mecanic Niederfinow — secţiune longitudinală.

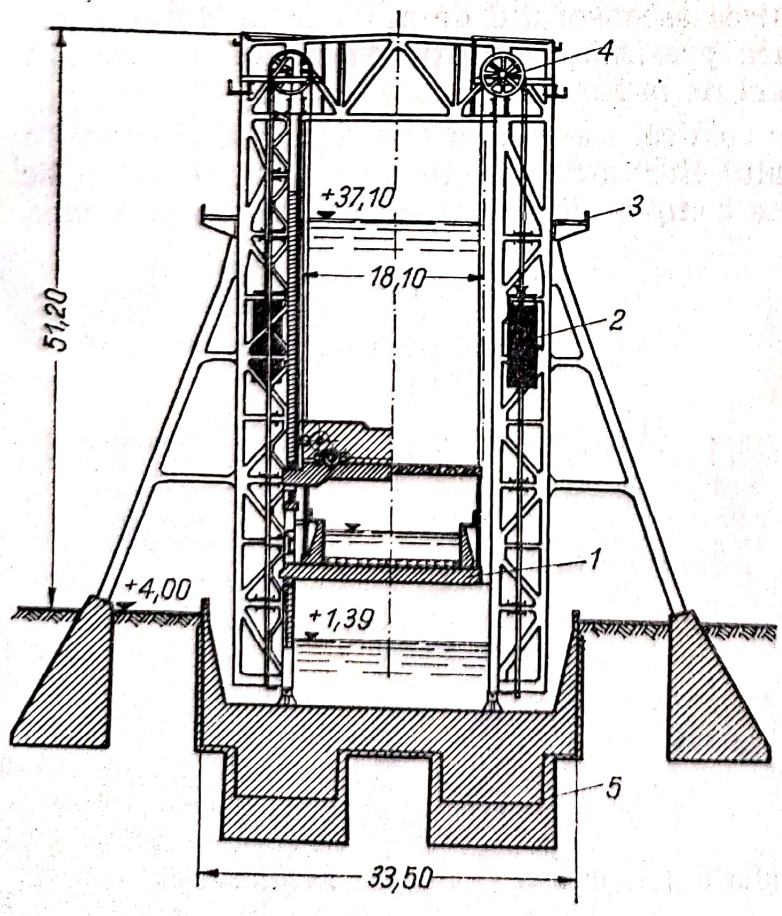


Fig. 12.8. Ascensorul mecanic Niederfinow — secţiune transversală:

1 — sas; *2* — contragreutăţi; *3* — pasarelă; *4* — scripete; *5* — etanşare.

Scanned with OKEN Scanner

scheletul de rezistență și podul canal care permite accesul din bieful superior. Sasul are lungimea utilă de 85 m, lățimea de 12 m, adîncimea apei de 2,5 m, un francbord de 0,8 m și poate ridica nave cu capacitate maximă de 9,8 MN (1 000 tf); înspre biefuri are cîte o poartă ridicătoare. Greutatea sasului gol este 15,7 MN (1 600 tf), iar a celui plin, 41,2 MN (4 200 tf). El este echilibrat de 192 contragreutăți de beton, cu ajutorul a 256 cabluri de oțel, cu diametrul de 52 mm. Contragreutățile sînt unite cîte două prin intermediul unei grinzi orizontale la capetele căreia acționează cîte un cablu. Alte 64 de cabluri susțin 32 de cadre de oțel, care strîng contragreutățile în grupuri de cîte șase și care susțin eventualele greutăți a căror cabluri s-ar rupe. Cablurile sînt trecute peste 128 scripeți cu diametrul de 3,5 m, care se găsesc la extremitatea superioară a scheletului de rezistență. Pentru a echilibra greutatea proprie a cablurilor, se folosesc patru lanțuri Gall, fixate cu un capăt la partea inferioară a sasului și cu celălalt de contragreutăți și care au greutatea egală cu greutatea totală a cablurilor. În acest fel, sasul și sistemul de suspensie sînt în echilibru, oricare ar fi poziția sasului. Contragreutățile sînt plăci de 7 m lungime și 0,5 m grosime, confecționate din beton special cu o greutate specifică mare, realizată prin înglobarea de bucăți de oțel în masa betonului. Fiecare contragreutate cîntărește 216 kN (22 tf). Acționarea se face prin patru electromotoare situate pe sas și care pun în mișcare cîte o roată dințată ce se deplasează în lungul unei cremaliere verticale. Viteza medie a sasului este de 0,12 m/s, astfel încît o cursă durează cca 5 minute. Un dispozitiv de cuplare reglează automat turația motoarelor, asigurînd orizontalitatea sasului. În cazul unui dezechilibru în sistem provenit fie din mărirea sau micșorarea greutății sasului, fie din ruperea unor greutăți, mecanismul de acționare se blochează automat, iar sasul este susținut de un dispozitiv de siguranță, capabil să preia întreaga greutate a sasului, presupus încărcat la maximum. Echilibrarea sasului de către contragreutăți este aproape completă; pentru acționarea întregului sistem sînt necesare numai patru electromotoare de cîte 55 kW, care au rolul de a învinge frecările și rigiditatea cablurilor. Aceste rezistențe însumează 196 kN (20 tf), ceea ce reprezintă un procent foarte mic față de greutatea totală a sasului și a contragreutăților de 82,5 MN (8 400 tf). Nivelul apei din sas trebuie păstrat întotdeauna constant, deoarece o supraînălțare cu 1 cm mărește greutatea sasului cu 98 kN (10 tf). De aceea, în dreptul fiecărui bief se prevede o mină ce indică nivelul apei din sas.

Scheletul de rezistență al ascensorului are lungimea de 90 m, lățimea de 27 m și înălțimea de 60 m și este construit sub forma unor grinzi cu zăbrele verticale, care se grupează în patru turnuri, unite la partea superioară prin grinzi orizontale, longitudinale și transversale. Racordarea ascensorului cu malurile se face prin intermediul unui pod canal metalic, cu greutatea totală de 37,2 MN (3 800 t), cu grinzi cu console și avînd lungimea de 157 m. Lățimea canalului este de 23 m, iar adîncimea sa atinge 3,9 m. Calculul a fost făcut considerînd o sarcină

Scanned with OKEN Scanner

utilă de 0,98 MN/m (100 tf/m). Pentru trecerea dintr-un bief în altul, navele se introduc și se scot din sas prin halaj mecanic de pe maluri. Transportul complet al unei nave durează 20 minute, față de 2 ore, cît durează trecerea unui convoi prin cele patru ecluze alăturate. Capacitatea de exploatare a ascensorului de la Niederfinow este de 98 GN anual (10^7 tf/an).

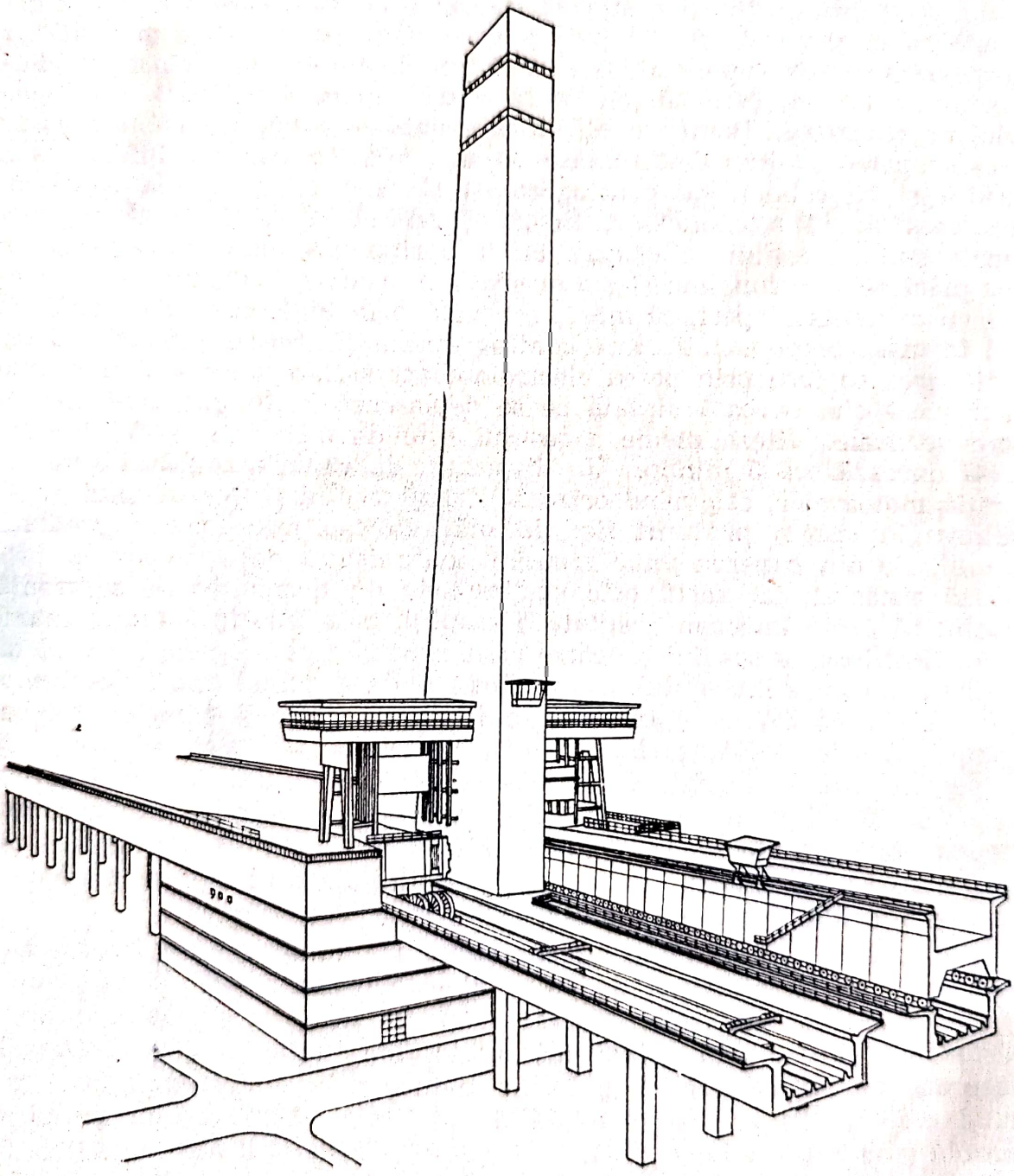


Fig. 12.9. Ascensorul de nave cu plan înclinat de la Ronquières.

Scanned with OKEN Scanner

După o perioadă de exploatare de aproape 40 de ani, se poate afirma că ascensorul Niederfinow s-a comportat bine. Chiar din primul an s-a observat însă că apa din sas îngheaţă mai uşor decît cea din canal, ceea ce a necesitat prevederea unui dispozitiv electric de încălzire.

12.2.2. ASCENSOARE CU PLAN ÎNCLINAT

Ascensorul de nave cu plan înclinat de la Ronquières a fost construit în perioada 1962...1968, cu prilejul modernizării canalului navigabil Bruxelles-Charleroi (fig. 12.9).

Pentru trecerea treptei de 67,50 m înălţime din sectorul Seneffe—Ronquières s-au studiat mai multe soluţiuni : ecluze în serie, ascensoare verticale hidraulice, cu flotori, cu plan înclinat. Ţinînd seama de condiţiile topografice şi geologice locale, soluţia cu plan înclinat de tip longitudinal s-a dovedit a fi fost cea mai interesantă.

Această construcţie face parte dintr-un ansamblu de lucrări care se întind pe o lungime de 6 km şi care cuprinde, din amonte spre aval : o porţiune de canal în rambleu înalt, un pod-canal, capul amonte al planului înclinat, planul înclinat propriu-zis, capul aval.

Durata unui ciclu de manevră (inclusiv intrarea şi ieşirea navelor) este de 40 minute în cazul trecerii într-un singur sens şi de 50 minute în cazul trecerii în ambele sensuri. În aceste condiţiuni capacitatea de trecere a planului înclinat este egală sau superioară capacităţii de trecere a ecluzelor situate pe canalul Bruxelles-Charleroi.

Planul înclinat are o lungime de 1 432 m, o pantă de 5% şi este amenajat pentru circulaţia independentă a două sasuri. Acestea sînt alcătuite dintr-o tolă de etanşeitate de 12 mm grosime şi structuri metalice de rigidizare. Ele au dimensiune 91,12 m (87 m utili) . 12 m şi 3 m la 3,7 m adîncime de apă, corespunzătoare sasurilor ecluzelor de pe restul canalului. Greutatea fiecărui sas variază între 49...56 MN (5 000... 5 700 tf) după nivelul apei din interior.

Deplasarea sasurilor pe planul înclinat se face cu ajutorul unor sisteme de roţi de 70 cm diametru care se rostogolesc pe căi de rulare alcătuite din şini de cale ferată (pentru fiecare sas 236 roţi grupate în două

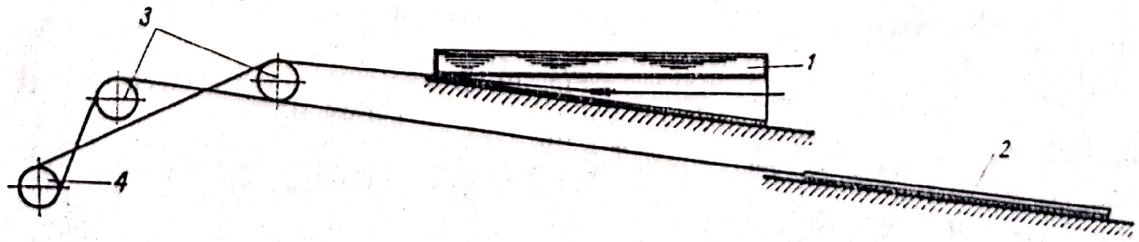


Fig. 12.10. Sistemul de mişcare şi echilibrare a sasului:
1 — sas mobil de 49...56 MN (5 000...5 700 tf); *2* — contragreutăţi de 5 200 t; *3* — tambure de deviaţie; *4* — tambure motoare.

șiruri de cîte 59 osii). Osiile preiau încărcarea sasului prin intermediul unor resorturi puternice.

Pentru a micșora forța de tracțiune, fiecare bac este echilibrat de contragreutăți de 51 MN (5 200 tf), (fig. 12.10). Aceste contragreutăți, alcătuite din două șasiuri independente, lestate cu beton și fontă, reazemă tot prin intermediul unor resorturi, pe 192 roți identice cu cele ale sasurilor, grupate în două șiruri de cîte 48 osii.

Fiecare bac și fiecare contragreutate sînt ghidate, la extremitățile lor, prin grupuri de cîte 6 roți laterale, montate pe resorturi.

Bac și contragreutăți sînt legate între ele prin cîte 8 cable de 55 mm diametru. Prinderea cablurilor de bac se realizează cu ajutorul unor sisteme hidraulice, interconectate în așa fel încît să asigure o egală repartiție a tensiunilor în cable ; fiecare șasiu al contragreutăților este prins de un grup de 4 cable prin intermediul unui balacier.

Cablele sînt antrenate de două tambure de aderență de 5,5 m diametru, mișcate fiecare de 6 motoare de 125 kW.

Accelerația de demarare și oprire a sasului nu depășește 10 mm/s^2 ; viteza uniformă de mișcare este de 1,2 m/s. Conform încercărilor pe model, oscilațiile navelor în sas în timpul mișcării vor fi de cel mult 27,5 cm, iar tensiunile în cablele de amaraj, de maximum 1/1 000 din greutatea acestora.

Structura de beton armat a planului înclinat are o formă de *U* și susține căile de rulare ale sasurilor și contragreutăților, rolele pentru ghidajul cablelor (fig. 12.11). Pe $^2/_3$ din lungimea sa, această structură este în săpătură și reazemă direct pe stîncă ; pe rest, spre capul amonte, ea iese deasupra terenului pentru a face legătura cu podul canal și este fundată pe o serie de chesoane de diametru mare (fig. 12.13).

Capul amonte (fig. 12.12), monumentală construcție de beton armat dotată cu un turn de 150 m înălțime, conține tot echipamentul electromecanic și de comandă a sasurilor mobile, instalațiile de întreținere și de reparație a acestui echipament, precum și instalațiile de dispecerat ale întregului canal Bruxelles-Charleroi. Un post de televiziune propriu, permite în orice moment celor interesați, cunoașterea situației exacte a navelor.

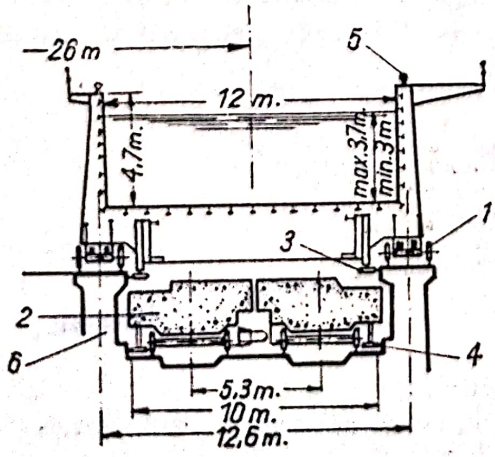


Fig. 12.11. Secțiune transversală prin sas și contragreutăți:

1 — roțile sasului; *2* — lest de beton; *3*, *4* — roți de ghidaj transversal pentru sas și contragreutăți; *5* — bolard mobil; *6* — structura de beton armat a planului înclinat.

Scanned with OKEN Scanner

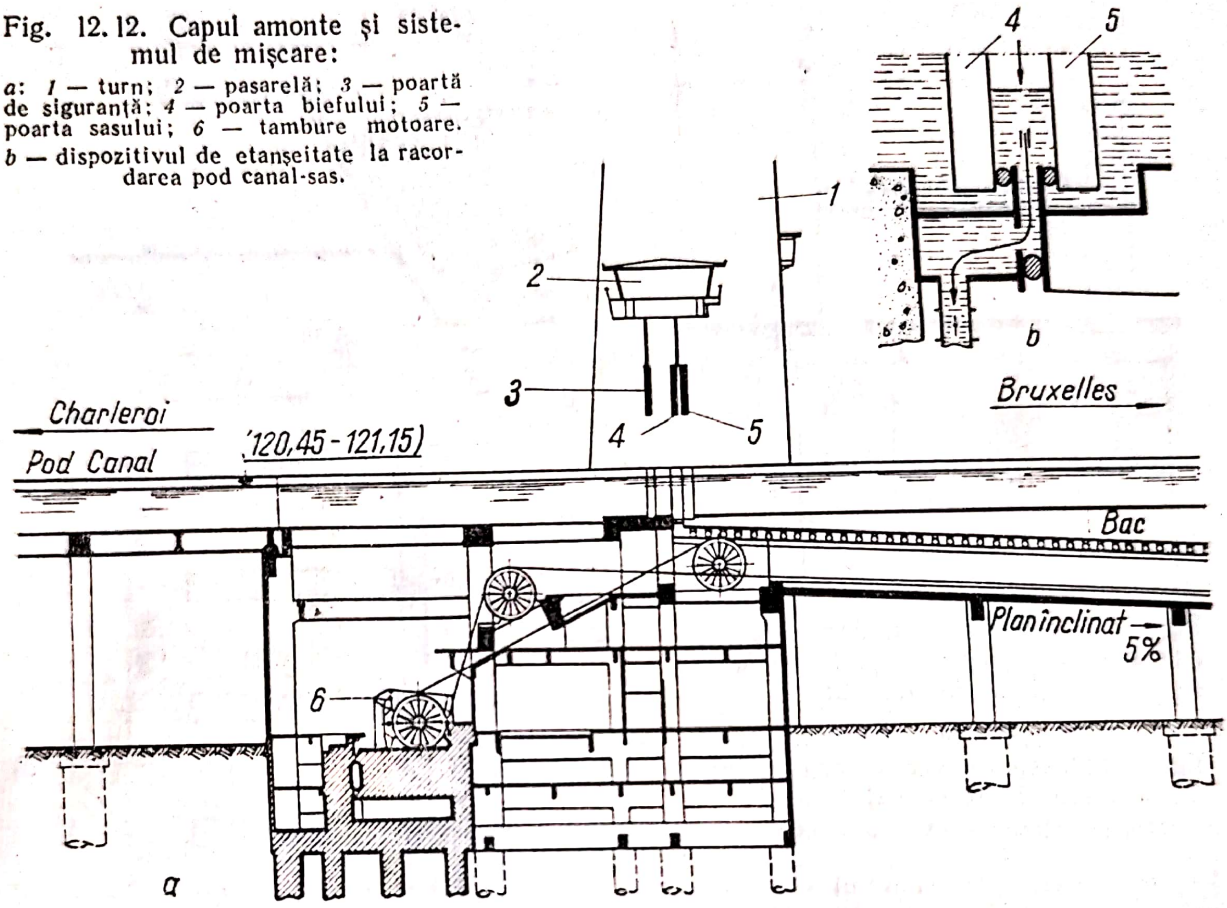


Fig. 12.12. Capul amonte și sistemul de mișcare:
a: *1* — turn; *2* — pasarelă; *3* — poartă de siguranță; *4* — poarta biefului; *5* — poarta sasului; *6* — tambure motoare. *b* — dispozitivul de etanșeitate la racordarea pod canal-sas.

Podul canal este alcătuit dintr-o grindă-cheson de beton armat care reazemă la fiecare 20 m pe un șir de 5 coloane de 2 m diametru, fundate pe chesoane. El are o lungime de 290 m, o lățime de 59 m și constituie în același timp și portul de așteptare amonte al planului înclinat.

Culeea de racordare între rambleul înalt și podul canal este alcătuită din 8 contraforți de 4 m grosime, pe care reazemă dalele de 3 m grosime care preiau împingerea pământului (fig. 12.14).

Rambleul înalt a fost în bună parte realizat din excedentul de săpături al planului înclinat. Sîmburele de rezistență este alcătuit din anrocamente, iar stratul de etanșare al cunetei canalului, cu o grosime de cel puțin 2,5 m, din argilă nisipoasă. Pentru a împiedica antrenarea particolelor fine de către curenții de exfiltrație, s-a intercalat, între stratul de etanșare și sîmburele de anrocamente, un dren în formă de filtru invers. Un asemenea dren este prevăzut și la contactul rambleului cu terenul natural (fig. 12.15).

Ansamblul lucrărilor, pe lungimea de 6 km corespunzătoare planului înclinat, podului canal și canalului în rambleu înalt, au necesitat, în total 4,2 milioane m^3 de săpătură și 3,6 milioane m^3 umpluturi. Volumul de săpături în stîncă de 2,5 milioane m^3 a fost utilizat în întregime în rambleul înalt al canalului de acces.

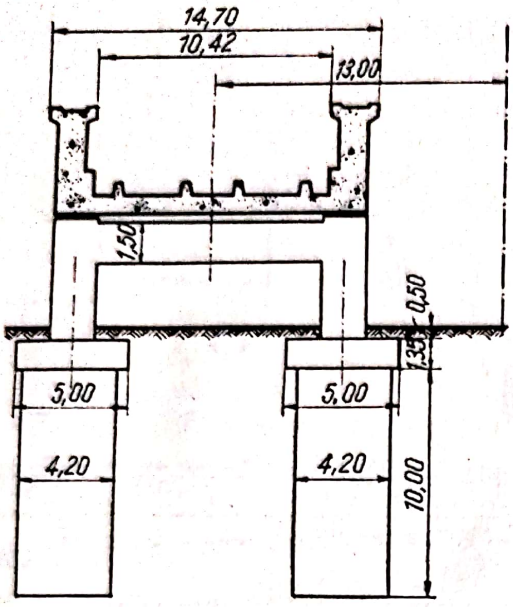


Fig. 12.13. Secțiune transversală prin una din filele structurii de beton armat a planului înclinat.

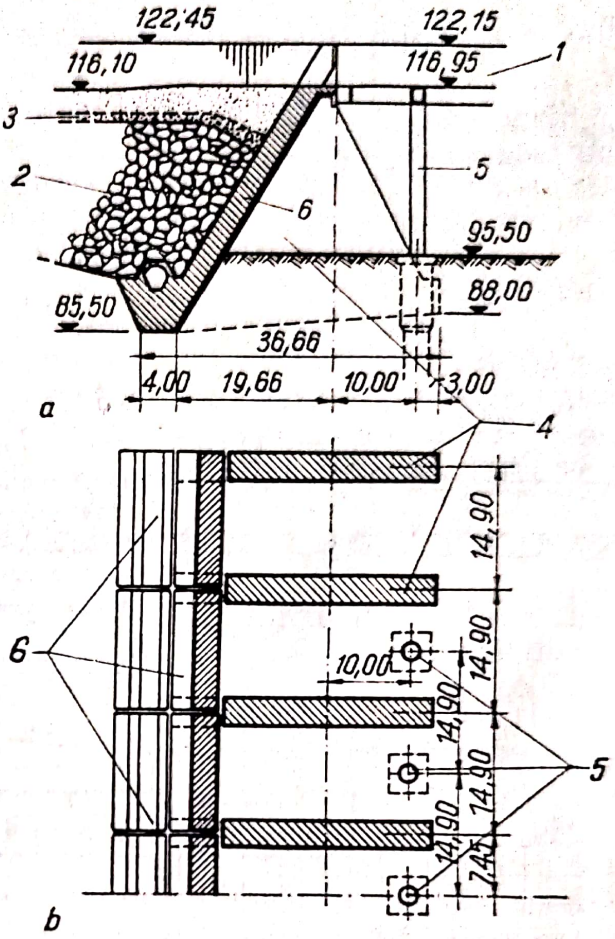


Fig. 12.14. Culeea de racordare între rambleul înalt și podul canal:

a — secțiune transversală; *b* — secțiune în plan.

1 — podul canal; *2* — rambleul înalt; *3* — dren; *4* — contraforți; *5* — coloanele podului canal; *6* — dale de beton armat.

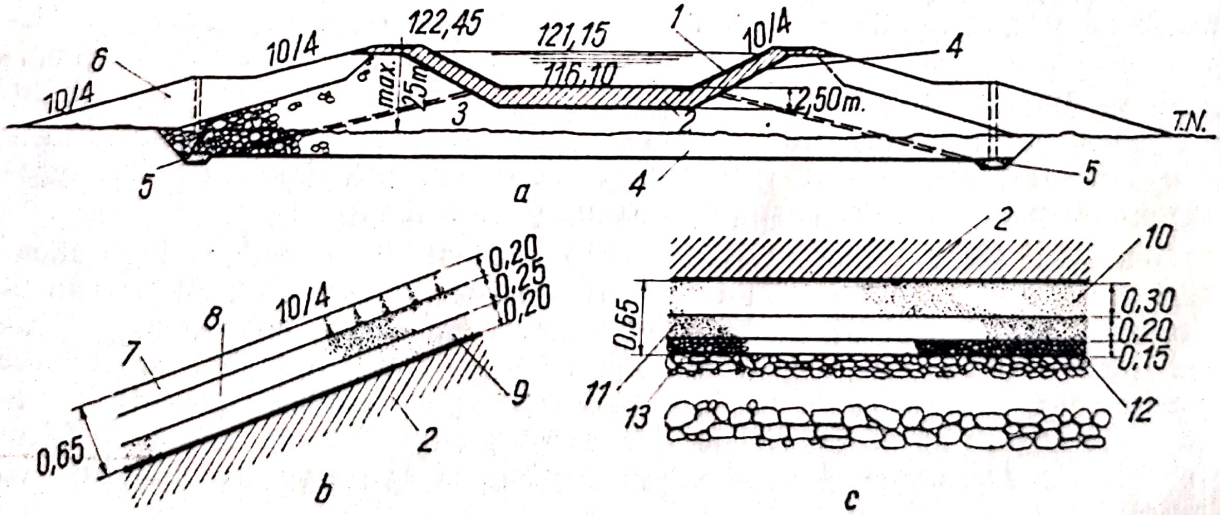


Fig. 12.15. Canalul în rambleu înalt:

a — secțiune transversală; *b* — detaliul îmbrăcămințiii cunetei; *c* — detaliul drenului de sub stratul de etanșare.

1 — îmbrăcămintea taluzelor; *2* — strat de etanșare; *3* — anrocamente; *4* — drenuri; *5* — colector; *6* — îmbrăcăminte de pământ; *7* — moloane de cel puțin 100 N/buc. (10 kgf/buc).; *8* — pietriș; *9* — 1/4 nisip fin și 3/4 nisip grosier; *10* — nisip grosier; *11* — porfir; *12* — pietriș; *13* — elemente foarte fine de anrocamente.

Scanned with OKEN Scanner

BIBLIOGRAFIE

1. Balanin, V. V. *L'écluse Ust-Kamenogorskiy sur la rivière Irtisch.* Bruxelles, A.I.P.C.N., 1971.
2. Bondar, C. *Contribuții la studiul hidraulic al ieșirii la mare* (teză de doctorat). București, 1969.
3. Breitscheider, H. *Die Staustufe Rheinau — Sundausen am Oberrhein.* în „Die Wasserwirtschaft", Aug. 1965.
4. Cábelka, J. *Vnútrozemské vodné cesty. Praha,* 1963
5. * * * C. I. D. *Routier du Danube,* Budapest, 1966.
6. * * * C. I. D. *Rapport sur le régime dse glaces du Danube,* Budapest, 1967.
7. * * * Congrès International de Navigation (XXII-e), Sect. I, Sujet 3 et 6, Paris, 1969.
8. * * * Congrès Internationel de Navigation (XXIII-e), Sect. I, Sujet 3 et 6, Ottawa, 1973.
9. Dehnert, H. *Schleusen und Hebewerke,* Berlin Springer Verlag, 1954.
10. Djunkovski, N. și Berezinschi, A. *Vnutrennîe vodnîe puti,* Moskva, Stroizdat, 1948.
11. Grișin, M. *Metode de calcul al stabilității și rezistenței construcțiilor hidrotehnice,* (traducere din limba rusă), București, Editura tehnică, 1963.
12. Iorgulescu, Fl. și Focșa, Vl. *Sistemul hidroenergetic și de navigație Porțile de Fier,* în „Energetica", nr. 12/1967 și 1/1968.
13. Kiak, V. A. *Raspredelitelnîe sistemî pitania sudohodnîh șliuzov,* Moskva, Gosudarstvennoe energ. izdat., 1963.
14. Manoliu, A. I. *Regularizări de râuri și căi navigabile interioare,* București, Editura tehnică, 1959.
15. Manoliu, A. I. *Porturi,* București, Editura didactică și pedagogică, 1967.
16. Manoliu, A. I. ș.a. *Alimentation bizonale des écluses avec les aqueducs sous le radier,* Paris, XXII-e Congrès International de Navigation, 1969.
17. Manoliu, A. I. *Căi navigabile interioare. Manualul inginerului Hidrotehnician,* vol. II, Sect. XVI, București, Editura tehnică, 1970.
18. Manoliu, A. I. *Critères et méthodes pour l'évaluation de la capacité de transport des voies navigables intérieures.* în „Bulletin scientifique I.C.B.", 1971.
19. * * * Ministère des Travaux Publics de Belgique. *Le plan incliné de Ronquières,* Bruxelles, 1970.
20. Marinescu M. *Căile navigabile în România, evoluția și perspectivele lor de dezvoltare și modernizare.* În „Revista transporturilor" nr 9/1965.
21. Mihailov, A. *Sudohodnîe șliuzî,* Moskva, Izd. transport, 1966.
22. * * * Nations Unies. *Navigation intérieure. Documents techniques et statistiques.* New York, 1954—1969.
23. Nichiforov, V., Semenov, I., Kustov, L. *Vodnîe puti i porti.* Moskva, Izdatelstvo transport, 1967.
24. * * * *Notă asupra amenajării de noi căi navigabile în Republica Socialistă România,* București, 1970.
25. Popescu, Gh. *Curs de navigație interioară și maritimă,* București, Școala Politehnică, Editura „Vremea", 1934.

Scanned with OKEN Scanner

26. * * * *Programul național de extindere a lucrărilor de îmbunătățiri funciare și de gospodărire a apelor din R.S. România în perioada 1971...1975,* București.
27. Prună, T. *Exploatarea navelor maritime și fluviale,* București, Editura tehnică, 1967.
28. Stoicescu, T. ș.a. *Alegerea și cercetarea pe modele hidraulice a sistemului de alimentare al ecluzelor în două trepte din cadrul S.H.E.N. Porțile de Fier.* În „Buletin I.S.P.H.", 1969.
29. Vasilescu, Gr. *Curs de navigație interioară și maritimă,* București, Școala Politehnică, 1936.

REVISTE, PERIODICE

1. Revista Transporturilor, București.
2. Hidrotehnica, București.
3. Recinoi transport, Leningrad.
4. Ghidrotehniceskoe stroitelstvo, Moskva.
5. Transportnoe stroitelstvo, Moskva.
6. Revue de la navigation fluviale européenne, Strassbourg.
7. Bulletin de l'Association Internationale permanente des Congrès de Navigation (A.I.P.C.N.), Bruxelles.
8. Travaux, Paris.
9. Navires, ports et chantiers.
10. Journal of the Waterways and Harbors Division (Proceedings of the American Society of Civil Engineers).
11. Binnenschiffahrts Nachrichten.
12. Statistik der Schiffahrt.
13. Bautechnik.
14. Die Wasserwirtschaft, Stuttgart.

Scanned with OKEN Scanner

CUPRINS

Partea întîi

REGULARIZĂRI DE RÎURI

Prefață 5

Cap. 1. **Cursurile de apă și elementele lor caracteristice** 8

1.1. Elementele morfologice ale albiei 8
1.2. Formarea și evoluția albiei 18

Cap. 2. **Mișcarea și transportul aluviunilor** 26

2.1. Aluviuni tîrîte și în suspensie 26
2.1.1. Caracteristicile geometrice și fizice ale aluviunilor. 26
2.1.2. Uzura aluviunilor 29
2.2. Mișcarea aluviunilor de fund 32
2.2.1. Mecanismul general al mișcării aluviunilor, evoluția fundului . . 32
2.2.2. Începutul mișcării 34
2.2.3. Relații utilizînd viteza critică de antrenare 36
2.2.4. Relații utilizînd efortul critic de antrenare 41
2.2.5. Relații utilizînd debitul specific critic de antrenare 46
2.3. Transportul aluviunilor de fund 47
2.3.1. Relații utilizînd efortul critic de antrenare 47
2.3.2. Relații utilizînd debitul și viteza critică de antrenare 48
2.4. Aluviuni în suspensie 56
2.4.1. Sedimentarea sub apă, în repaus. 57
2.4.2. Ipoteze de bază ale transportului de aluviuni în suspensie . . . 58
2.4.3. Variația concentrației pe verticală, în curent 60
2.4.4. Debitul solid specific în suspensie 64
2.5. Ecuația generală a deformației albiei 67
2.6. Deformația albiei în zona barajelor 69
2.6.1. Deformația albiei în aval de baraje. 69
2.6.2. Colmatarea lacurilor de acumulare 71
2.7. Program de calcul pentru determinarea elementelor hidraulice și morfologice ale unei albii cu pat afuiabil 73
2.7.1. Calculul debitului tîrît 73
2.7.2. Ecuațiile care dau modificările cotei fundului 74
2.7.3. Ecuațiile pentru calculul nivelurilor suprafeței apei 75
2.7.4. Geometria albiei 76

Scanned with OKEN Scanner

Cap. 3. **Principiile, metodele şi practica regularizării în curent liber** 90
3.1. Evoluţia metodelor de regularizare 91
3.1.1. Metoda fixării patului mijlociu (Fargue) 91
3.1.2. Metoda conservării pragurilor (Girardon) 93
3.1.3. Principiile şi metodele actuale de regularizare 94
3.1.4. Documentaţia, sectoare model 96
3.2. Principiile şi metodele dimensionării albiei stabile 97
3.2.1. Definiţia şi caracteristicile albiei stabile 97
3.2.2. Relaţiile „teoriei regimului" 99
3.2.3. Relaţii bazate pe echilibrul limită al particulelor de fund . . . 104
3.2.4. Relaţii morfometrice bazate pe disiparea energiei circulaţiei transversale 105
3.2.5. Relaţii morfometrice pentru canale artificiale 107
3.3. Elementele albiei regularizate 111
3.3.1. Nivelul de regularizare 111
3.3.2. Traseul de regularizare 112
3.3.3. Secţiunea de regularizare 116
3.3.4. Profilul în lung de regularizare 123

Cap. 4. **Materiale, elemente, lucrări şi construcţii de regularizare** 124
4.1. Materiale 124
4.2. Elemente de construcţie. 126
4.3. Construcţii şi lucrări de regularizare 137
4.3.1. Lucrări de regularizare de tip uşor (temporare) 138
4.3.2. Construcţii de regularizare masive, în albie 144
4.4. Aspectele morfologice ale îngustării secţiunii de curgere 161
4.4.1. Îngustarea prin diguri longitudinale sau cîmpuri de epiuri . . . 161
4.4.2. Eroziunea locală 164

Cap. 5. **Apărări de maluri** 157
5.1. Caracteristici, principii generale de alcătuire 167
5.2. Tipuri de îmbrăcăminţi pentru apărări de mal 169
5.3. Filtrul invers 182
5.4. Stabilitatea şi durabilitatea îmbrăcămintilor 184
5.5. Stabilitatea elementelor îmbrăcămintii 186

Cap. 6. **Lucrări de regularizare cu caracter local** 192
6.1. Străpungeri şi rectificări 192
6.2. Lucrări de regularizare la punctele de confluenţă şi la bifurcaţii . . . 198
6.2.1. Lucrări de regularizare la punctele de confluenţă 198
6.2.2. Lucrări de regularizare la bifurcaţii 201
6.3. Lucrări de regularizare la prizele de apă 202
6.4. Lucrări de regularizare la poduri 207
6.4.1. Consideraţii generale 207
6.4.2. Lungimea podului, afuieri generale şi locale 209
6.4.3. Supraînălţări de nivel 213
6.4.4. Lucrări de regularizare 217

Scanned with OKEN Scanner

Cap. 7. **Amenajarea torenților** 228

7.1. Caracteristici morfologice 228
7.2. Coeficient de torențialitate, pantă de compensație 231
7.3. Lucrările de amenajare ale torenților. 232
Bibliografie 239

Partea a doua

CĂI DE COMUNICAȚII PE APĂ

Cap. 8. **Căile de transport pe apă, nave comerciale** 244

8.1. Caracteristicile tehnico-economice ale transporturilor pe apă 244
8.2. Calea navigabilă 247
8.3. Navele de transport 250
8.3.1. Clasificare, caracteristici constructive și de exploatare 250
8.3.2. Planul de forme, dimensiuni și indici caracteristici 259
8.3.3. Elemente și sisteme de construcție a navelor 261
8.3.4. Rezistența de înaintare a navelor 262
8.3.5. Condiții de navigație 268
8.4. Formarea și mișcarea convoaielor 269

Cap. 9. **Canalizarea cursurilor de apă și canale navigabile** 276

9.1. Canalizarea cursurilor de apă 276
9.1.1. Privire critică asupra metodei canalizării cursurilor de apă . . . 276
9.1.2. Clasificarea și caracteristicile amenajărilor hidrotehnice 278
9.1.3. Alcătuirea amenajărilor hidrotehnice 279
9.1.4. Amenajări în derivație 286
9.2. Canale navigabile 286
9.2.1. Traseu, profil longitudinal, secțiuni transversale 286
9.2.2. Efectele circulației navelor 290
9.2.3. Apărarea și etanșarea malurilor 293
9.2.4. Bilanțul hidraulic al canalului 301
9.2.5. Amenajări și construcții în zona canalului 303
9.2.6. Legătura canalului cu un curs de apă navigabil 306
9.2.7. Capacitatea de transport a canalului (șenalului) navigabil . . . 308

Cap. 10. **Căi navigabile în Europa** 312

10.1. Sistemul european de căi navigabile 312
10.2. Fluviul Dunărea și calea ei navigabilă 316
10.2.1. Condițiile de navigație pe Dunăre 316
10.2.2. Delta Dunării, ieșirea la mare 318

Scanned with OKEN Scanner

Cap. 11. **Ecluze navigabile** 325

11.1. Caracteristicile şi funcţionarea elcuzei 325
11.1.1. Alcătuirea, tipuri, dimensiuni 325
11.1.2. Capacitatea de trecere a ecluzei 331
11.2. Alimentarea ecluzei 336
11.2.1. Sistemul de alimentare 336
11.2.2. Calculul hidraulic al alimentării 344
11.2.3. Determinarea forţelor hidrodinamice care acţionează asupra navelor 352
11.2.4. Vanele sistemelor de alimentare 354
11.3. Bajoaierele, radierul şi capetele ecluzei 360
11.3.1. Caracteristici constructive 360
11.3.2. Forţe şi ipoteze de calcul 366
11.3.3. Calculul bajoaierelor 369
11.3.4. Calculul radierelor continue 372
11.3.5. Probleme de execuţie 382
11.4. Porţile ecluzei 387
11.4.1. Tipuri de porţi 387
11.4.2. Porţi buscate 387
11.4.3. Porţi plane 399
11.4.4. Alte tipuri de porţi 403
11.5. Porturi de aşteptare 405
11.6. Exemple de ecluze 411

Cap. 12. **Ascensoare de nave** 415

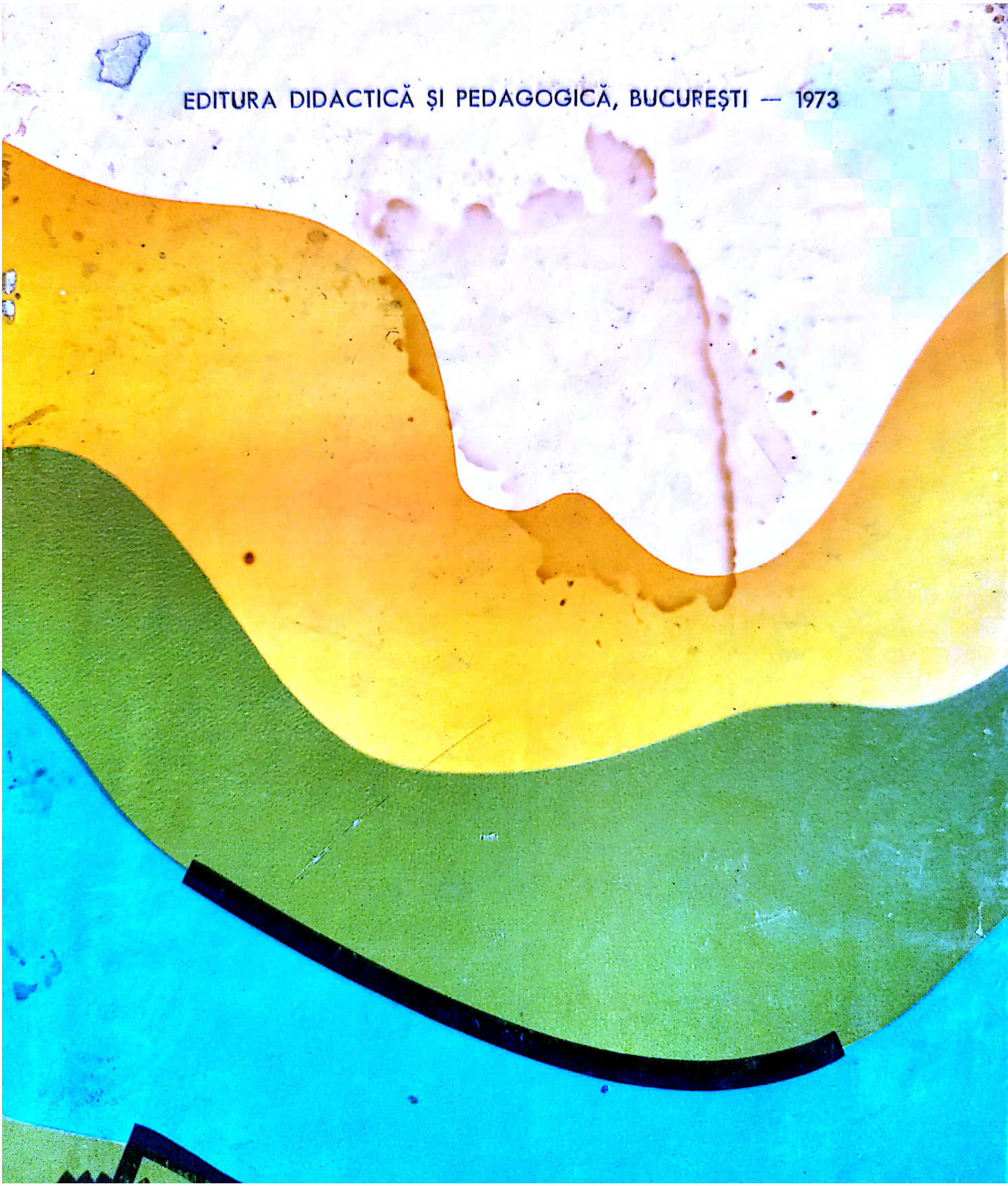
12.1. Clasificare, principii de funcţionare şi scheme constructive 415
12.2. Exemple de ascensoare 419
12.2.1. Ascensoare verticale 419
12.2.2. Ascensoare cu plan înclinat 423

Bibliografie 427

Lucrare executată sub cd. 148 la I. P. Filaret, str. Fabrica de Chibrituri nr. 9—11, Bucureşti
Republica Socialistă România

Scanned with OKEN Scanner

EDITURA DIDACTICĂ ȘI PEDAGOGICĂ, BUCUREȘTI — 1973



Scanned with OKEN Scanner